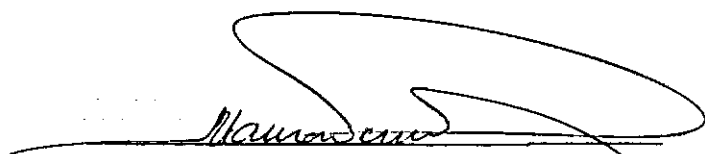


ENSAIOS CONTÍNUOS DE PENETRAÇÃO DE  
CONE NA ARGILA CINZA MOLE DO  
RIO DE JANEIRO

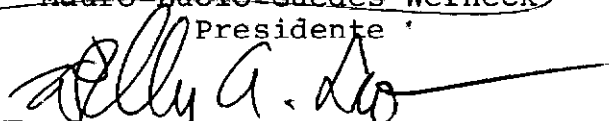
Camilo Borges Neto

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRA  
MAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL  
DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS  
PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE CIÊNCIAS (M.Sc.)

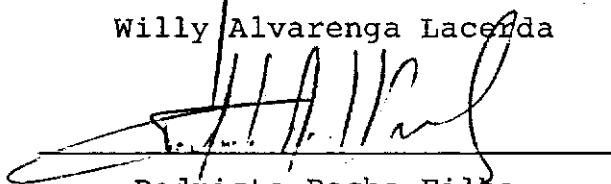
Aprovada por:



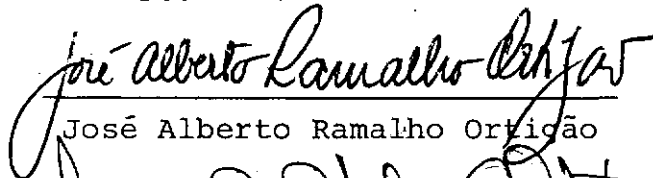
Mauro Lúcio Guedes Werneck  
Presidente



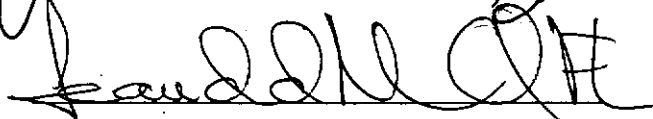
Willy Alvarenga Lacenda



Pedristo Rocha-Filho



José Alberto Ramalho Ortigão



Leandro de Moura Costa Filho

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

DEZEMBRO DE 1981

BORGES NETO, CAMILO

Ensaaios Contínuos de Penetração de Cone na Argila Cinza Mole do Rio de Janeiro [Rio de Janeiro] 1981.

viii, 174 p.      29,7 cm (COPPE-UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1981)

TESE - Univ. Fed. Rio de Janeiro. Fac. Engenharia

1. Mecânica dos Solos    I. COPPE/UFRJ    II. Título (série).

Aos Meus Pais

### AGRADECIMENTOS

Registramos nosso reconhecimento sincero à todos que direta ou indiretamente colaboraram para a realização deste trabalho e muito especialmente:

- Ao Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR/DNER, na pessoa de seu Chefe da Divisão de Pesquisas, Engº Rui Barbosa da Silva que colocou a nossa disposição suas instalações e equipamentos para que pudessemos levar a termo este trabalho;
- Ao Engº Haroldo Braune Collet pelo apoio irrestrito e inestimável colaboração a nós dispensados durante a fase experimental de campo desta pesquisa;
- À Tecnosolo S.A., na pessoa de seu Diretor, Professor Antonio José da Costa Nunes pela cessão do equipamento de sondagem durante todo o período em que duraram os ensaios de campo;
- Ao Engº Luiz Carlos Gusso, Chefe da Divisão de Prospeção de Tecnosolo S.A., pela colaboração decidida e apoio dispensados por esta divisão ao nosso trabalho;
- Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico - CNPq e à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - CAPES, que nos proporcionaram o suporte financeiro;
- Ao Professor Maurício Ehrlich pelas sugestões oportunas e o grande apoio dado durante a fase de projeto e construção da ponteira cônica descrita neste trabalho;
- Aos Professores Pedricto Rocha Filho e Ingrid Guimarães pela colaboração e apoio que nos dispensaram;

- Ao Professor Mauro L.G. Werneck que nos orientou neste trabalho transmitindo-nos muito do seu conhecimento e experiência;
- Aos Grandes Amigos Francisco Monteiro de Castro, Fernando Fusaro, Henriqueta C. Correia, Laura M.G. da Motta, Juçara Silveira, Cristina Moreira Alves, José Bonifácio M. Ribas e Eliane M.L. Carvalho pelo carinho, apoio e encorajamento que sua amizade sincera sempre nos proporcionou;
- Aos Técnicos Clóvis Machado Campos e Oscar Alejandro Sznajder do Laboratório de Eletrônica e Sérgio Iório do Laboratório de Mecânica dos Solos da COPPE pelo grande auxílio prestado, respectivamente, nas fases de Montagem e Calibração do citado equipamento;
- Aos Funcionários da Secretaria do Programa de Engenharia Civil e da Seção de Registro da COPPE pela atenção com que sempre nos distinguiram e finalmente
- A Sebastião Gilmar Fernandes pelos caprichados desenhos e Christina Barreto Pinto que datilografou este trabalho.

## RESUMO

A presente tese se inicia pela apresentação de um sumário das características geotécnicas da Argila Cinza Mole do Rio de Janeiro na Região do Rio Sarapuí, com base nas recentes investigações levadas a efeito sob o patrocínio do Instituto de Pesquisas Rodoviárias, IPR-DNER.

É feita em seguida uma breve descrição do Ensaio de Penetração de Cone, dos diversos tipos de ponteiros utilizados, das aplicações do ensaio e da utilização dos seus resultados na obtenção de parâmetros geotécnicos de solos coesivos.

Apresenta-se depois o equipamento utilizado nos ensaios de penetração de cone realizados no depósito argiloso vizinho ao Rio Sarapuí, ao lado da Rodovia Washington Luiz, com especial ênfase para a ponteira projetada e desenvolvida pelo Autor, dotada de um transdutor elétrico de pressão. São descritos os procedimentos de calibração e discutida a confiabilidade das leituras a luz de Métodos Estatísticos.

Trata-se a seguir dos ensaios realizados no campo, procedimentos adotados, métodos de cálculo e interpretação dos resultados destes ensaios. São também calculados, com base na Teoria de Capacidade de Carga, os fatores de cone "Nk" em função da profundidade, utilizando-se para isso os resultados de Ensaio de Palheta de Campo e Ensaio Triaxiais CIU-C (Shansep), obtidos por outros autores naquela mesma região. É feito ainda, um cotejo destes valores de "Nk", com valores obtidos por outros autores em argilas de características semelhantes.

Finalmente, são apresentadas as conclusões do trabalho, referentes ao equipamento desenvolvido e ao solo ensaiado e feitas algumas sugestões e recomendações para pesquisas futuras visando o aprimoramento da ponteira no que tange à dispersão da curva de calibração e principalmente à influência da temperatura nas medições efetuadas.

## RESUME

This thesis commences by presenting a summary of the geotechnical characteristics of the Rio de Janeiro soft gray clay from the region of the Sarapuí River, as determined during recent investigations sponsored by the Instituto de Pesquisas Rodoviárias, IPR-DNER (Highways Research Institute of the National Road Department).

A brief description is made of the Cone Penetration Test, the various types of conical tips used around the world, the applications of the test and the way its results can be analysed, providing geotechnical parameters of cohesive soils for design criteria.

Following chapters deal with the test equipment used in the cone penetration tests on Sarapuí's clay deposit in the surroundings of the Washington Luiz Highway, emphasis being given to the conical tip designed and developed by the Author, provided with an electrical pressure transducer. After the description of the calibration procedures a discussion is made on reliability of the readings with the aid of statistical methods.

Then, the thesis is focused on the field tests, the adopted procedures, the methods for calculation and interpretation of the data. The Cone Factor "Nk" is calculated with basis on the Bearing Capacity Theory and the results of Field Vane and Triaxial CIU-C (Shansep) Tests, obtained by other authors with the soil of same test site. Comparisons of "Nk" values are made with those obtained by other authors with soils of similar geotechnical characteristics.

Finally, conclusions are presented both with respect to the new equipment and the tested soil, and some suggestions and recommendations are made for the improvement of the conical tip, aiming at decreasing the scattering of the curve and mainly, the temperature influence.

## S U M Á R I O

	PÁG.
CAPÍTULO 1 - <u>INTRODUÇÃO GERAL</u> .....	1
CAPÍTULO 2 - <u>ARGILA CINZA MOLE DO RIO DE JANEIRO NA</u> <u>REGIÃO DO RIO SARAPUÍ</u> .....	5
2.1 - GEOLOGIA E PERFIL GEOLÓGICO .....	5
2.2 - PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS .....	6
2.2.1 - <u>Ensaaios de Caracterização</u> .....	6
2.2.2 - <u>Ensaaios Oedométricos</u> .....	6
2.2.3 - <u>Ensaaios para a Determinação da Resis-</u> <u>tência Não-Drenada</u> .....	8
CAPÍTULO 3 - <u>O ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE CONE</u> .....	20
3.1 - INTRODUÇÃO .....	20
3.2 - TIPOS DE ENSAIOS DE PENETRAÇÃO .....	21
3.3 - TIPOS DE PONTEIRAS .....	22
3.3.1 - <u>Ponteiras Cônicas Mecânicas</u> .....	22
3.3.2 - <u>Ponteiras Elétricas</u> .....	25
3.4 - APLICAÇÕES GERAIS DO ENSAIO DE PENETRA ÇÃO .....	28
CAPÍTULO 4 - <u>APLICAÇÃO DO ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE</u> <u>CONE PARA A OBTENÇÃO DE PARÂMETROS GEO</u> <u>TÉCNICOS DE SOLOS COESIVOS</u> .....	34
4.1 - INTRODUÇÃO .....	34
4.2 - TEORIA DE CAPACIDADE DE CARGA .....	34
4.2.1 - <u>Resumo da Teoria</u> .....	34
4.2.2 - <u>Estimativa da Resistência Não-Drenada</u> .....	39
4.3 - TEORIA DE EXPANSÃO DE CAVIDADES .....	42
4.4 - CONSIDERAÇÕES SOBRE OS FATORES QUE IN- FLUEM NOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PENETRAÇÃO DE CONE .....	45



CAPÍTULO 5 - <u>EQUIPAMENTO UTILIZADO</u> .....	56
5.1 - INTRODUÇÃO .....	56
5.2 - DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO .....	56
5.2.1 - <u>A Ponteira</u> .....	56
5.2.2 - <u>Equipamento de Leitura</u> .....	58
5.2.3 - <u>Equipamento de Cravação</u> .....	58
5.3 - PROCEDIMENTO DE MONTAGEM .....	59
5.4 - FUNCIONAMENTO DA PONTEIRA .....	61
5.5 - CALIBRAÇÃO DA PONTEIRA À TEMPERATURA CONSTANTE .....	63
5.5.1 - <u>Procedimento de Calibração</u> .....	63
5.5.2 - <u>Definição da Curva de Calibração</u> .....	64
5.5.3 - <u>Cálculo da Curva de Calibração para Re-</u> <u>gistros Feitos com o Indicador de De-</u> <u>formações Vishay</u> .....	65
5.5.4 - <u>Curva de Calibração para Registros Fei-</u> <u>tos com o "Oscilógrafo ECB"</u> .....	67
5.5.5 - <u>Considerações à Respeito do Comporta-</u> <u>mento do Sistema de Transmissão de</u> <u>Pressão do Solo para o Transdutor</u> .....	68
5.5.6 - <u>Observações sobre Alguns Parâmetros</u> <u>Utilizados nos Cálculos Estatísticos</u> .....	69
CAPÍTULO 6 - <u>ENSAIOS DE CAMPO</u> .....	86
6.1 - INTRODUÇÃO .....	86
6.2 - PROCEDIMENTO DE ENSAIO .....	87
6.3 - INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA .....	89
6.4 - CÁLCULO E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS .....	90
6.5 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS ENSAIOS .....	92
6.6 - COMENTÁRIOS SOBRE O PROCEDIMENTO DE CÁLCULO .....	96
6.6.1 - <u>Obtenção do Valor de Lcorr</u> .....	96
6.6.2 - <u>Considerações sobre o Valor de "Lm"</u> .....	98
6.7 - CONSIDERAÇÕES SOBRE O EQUIPAMENTO DE LEITURA UTILIZADO .....	99

CAPÍTULO 7 - <u>CORRELAÇÕES ENTRE RESISTÊNCIA DE PONTA E RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO SOB CON- DIÇÕES NÃO-DRENADAS - FATOR DE CONE</u> .....	133
7.1 - INTRODUÇÃO .....	133
7.2 - COMENTÁRIOS SOBRE OS VALORES DE "Su" UTILIZADOS NA ANÁLISE .....	133
7.3 - CÁLCULO DOS FATORES DE CONE (Nk) .....	135
7.3.1 - <u>Cálculo de "Nk" Utilizando Expressões de "Su" Obtidas em Ensaios de Palheta de Campo (Collet, 1978)</u> .....	136
7.3.2 - <u>Cálculo de "Nk" Utilizando a Expressão de "Su" Obtida pelo Método Shansep (en- saio CIU-C), por Ramalho Ortigão (1980)</u> .....	138
7.4 - DETERMINAÇÃO DO ERRO DE AVALIAÇÃO NO CÁLCULO DE "Nk" .....	138
7.5 - COMENTÁRIOS SOBRE OS VALORES DE "Nk" OBTIDOS .....	139
7.6 - OUTRA FORMA DE CÁLCULO DE "Nk" .....	141
CAPÍTULO 8 - <u>CONCLUSÃO</u> .....	148
<u>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</u> .....	152
APÊNDICE A - <u>PLANILHAS DE CÁLCULO DOS ENSAIOS DE CAMPO</u> .....	159

## INTRODUÇÃO

No ano de 1974, o Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), através do seu Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR), desencadeou um extenso programa de pesquisas, na área de mecânica dos solos, intitulado: "Construção de Aterros sobre Solos Compressíveis".

Os principais objetivos daquele programa, sumarizados por Ramalho Ortigão (1980), eram os seguintes:

1. Desenvolvimento de métodos experimentais e teóricos para previsão de comportamento de aterros sobre solos moles;
2. Avaliação dos procedimentos de previsão, através de comparação com resultados de medições, em aterros experimentais instrumentados;
3. Criar uma tecnologia brasileira em termos de instrumentos de medição aplicados a trabalhos geotécnicos, através do desenvolvimento de instrumentos de campo e de laboratório;
4. Recomendar procedimentos para projetos e construção de aterros sobre argila mole.

Foi escolhida para o desenvolvimento daquela pesquisa uma área situada na Baixada Fluminense, na Região Metropolitana da Cidade do Rio de Janeiro, junto a BR-040/RJ - Rodovia Washington Luís. Nesta região ocorre um depósito homogêneo, com espessura média de 10 m, de uma argila muito mole de coloração acinzentada. Uma das principais razões da escolha daquele local foi a possibilidade de extrapolação dos resultados dos estudos realizados para outros depósitos moles de origem semelhante que ocorrem ao longo de todo o litoral brasileiro como, por exem

plo: Argila do Recife, da Baixada Santista, de Florianópolis, etc. (figura 1.1).

O plano de pesquisas estabelecido então, previa as seguintes etapas:

1. Aterro I - Aterro à ruptura - concluído;
2. Aterro II - Aterro sobre drenos de areia, cartão e outros - em fase de execução;
3. Aterro III - Aterro sobre estacas de alívio - a ser construído.

A descrição de todo o processo de construção, instrumentação, bem como análise dos resultados dos ensaios e conclusões da primeira etapa desta pesquisa, são apresentados e pormenorizadamente discutidos no trabalho: "Aterro Experimental Levado à Ruptura sobre Argila Cinza do Rio de Janeiro" - tese apresentada à Universidade Federal do Rio de Janeiro, para a obtenção do grau de Doutor em Ciências, por Ramalho Ortigão, no ano de 1980. Ao final daquele trabalho, o autor deixa patente grande preocupação com a qualidade das amostragens feitas para a execução de ensaios em laboratório sugerindo, inclusive, que fosse desenvolvido um novo tipo de amostrador que permitisse a retirada de amostras mais perfeitas, sem o que, ficariam prejudicados os esforços feitos para a obtenção de parâmetros geotécnicos confiáveis, para este tipo de solo.

Aquele autor sugere também que a exemplo do que já ocorre através do mundo, os pesquisadores voltem sua atenção aos ensaios de campo os quais, além de eliminarem as desvantagens geradas pela necessidade de amostragem inerente aos ensaios de laboratório, trazem grandes vantagens de ordem prática e econômica sendo

além disso, no caso, uma maneira de ampliar o conjunto de informações a respeito das propriedades da argila cinza do Rio de Janeiro.

Dentro deste espírito e integrados no esforço de contribuir para o melhor conhecimento das propriedades da Argila Cinza Mole do Rio de Janeiro, decidiu-se fazer um estudo da mesma através da utilização de Ensaaios de Penetração de Cone. Para tanto, fez-se necessário o desenvolvimento de uma nova ponteira cônica, com sensibilidade compatível com a baixa capacidade de carga daquele solo.

No presente trabalho apresenta-se este aparelho, o procedimento seguido para sua calibração em laboratório bem como os resultados obtidos em diversos ensaios efetuados no Campo de Ensaaios do Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR/DNER. São feitas também comparações destes resultados com aqueles obtidos anteriormente por diversos pesquisadores, ao longo das pesquisas patrocinadas por aquele órgão federal.

A título de subsídio, foi incluído na revisão bibliográfica um capítulo dedicado à Argila Cinza Mole do Rio de Janeiro. Nele são transcritas, de forma resumida, algumas observações, resultados e conclusões dos estudos feitos sobre as propriedades geotécnicas daquela argila, conforme descritos por Ramalho Ortigão (1980).

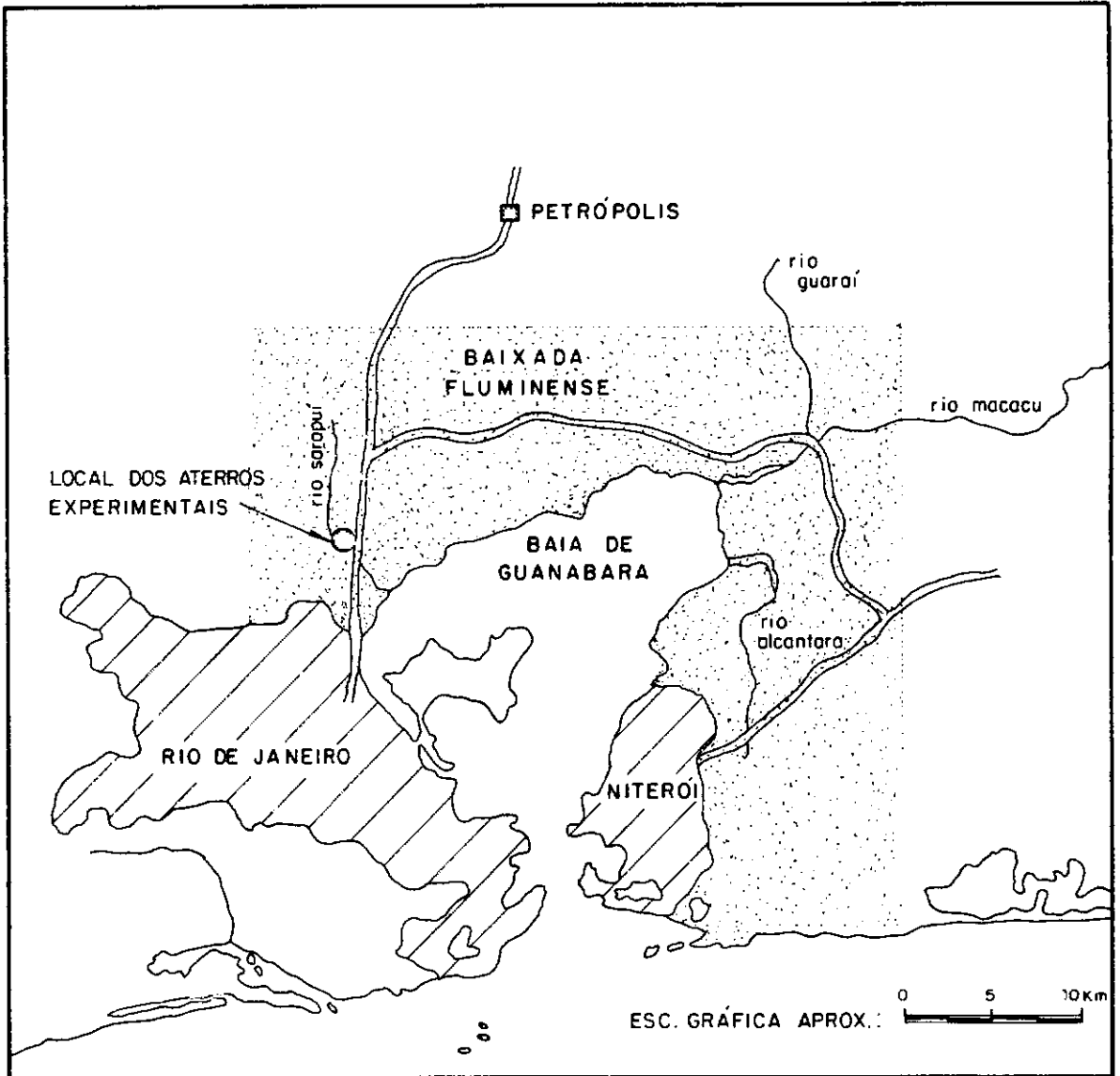


FIG. 1.1 - LOCALIZAÇÃO DOS ATERROS EXPERIMENTAIS .

( FONTE : RAMALHO ORTIGÃO, 1980 )

## CAPÍTULO 2

### A ARGILA CINZA MOLE DO RIO DE JANEIRO

#### NA REGIÃO DO RIO SARAPUI

#### 2.1 GEOLOGIA E PERFIL GEOLÓGICO

Algumas das características geológicas, pedológicas e mineralógicas daquele solo, como são descritas por Ramalho Ortigão (1980), que citou como fonte o relatório ao IPR, apresentado por Franklin Antunes (1976), são aqui reproduzidas:

a. Os depósitos de argila mole foram formados a partir de sedimentos fluvio-marinheiros do período quaternário (6.000 anos). Esses depósitos foram classificados como solos Thiomórficos.

b. A camada argilosa tem cor cinza devido à matéria orgânica presente e ao ambiente de redução podendo, por vezes, ser preta. O teor de matéria orgânica é da ordem de 5%.

c. A relação molecular sílica-alumina (Ki), é da ordem de 2,7.

d. O teor médio de sais solúveis encontrado, principalmente sob a forma de cloretos e sulfatos, é de 6 g/l.

e. As investigações efetuadas mostraram a caolinita como constituinte principal, ocorrendo ainda outros argilo-minerais como a montmorilonita.

O perfil geotécnico obtido por ocasião da implantação do Aterro Experimental I é apresentado na figura 2.1 e descrito da seguinte forma:

"Nos primeiros 20 cm de profundidade, ocorre uma camada mais resistente, devido a presença de vegetais, raízes e matéria orgânica em decomposição. A camada de argila mole tem espessura da ordem de 11 m, apresentando valores de SPT, geralmente, nulos ao longo de toda a sua espessura. Subjacente a esta camada, ocorrem sedimentos arenosos mais resistentes e a cerca de 15 m de profundidade, o SPT atingiu a 30 golpes/30 cm".

## 2.2 PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS

### 2.2.1 Ensaio de Caracterização

De acordo com R. Ortigão (1980), o índice de plasticidade médio encontrado é da ordem de 80 a 90%. A umidade natural da argila ( $W \sim 120\%$ ) é um pouco superior ao limite de liquidez, o que leva a um índice de liquidez maior que a unidade (figura 2.2).

A argila em questão apresenta baixa sensibilidade - valores da ordem de 2 a 4, média igual a  $2,59 \pm 0,69$ , para faixas de 70% de nível de certeza (apud Collet - 1980), para resultados obtidos através de ensaios de palheta de campo (figura 2.3).

Nas curvas granulométricas apresentadas na figura 2.4, verifica-se que a porcentagem de material menor que  $2\mu$  é da ordem de 55%.

### 2.2.2 Ensaio Oedométrico

#### a. Índice de vazios e peso específico

Na figura 2.5 são apresentados os valores de índice de vazios inicial ( $e_0$ ) e ainda, os correspondentes às pressões in-situ ( $e_{\sigma_{vo}}^-$ ) e de pré-adensamento ( $e_{\sigma_{vm}}^-$ ), bem como valores



de peso específico saturado ( $\gamma_t$ ) em função da profundidade. Ramalho Ortigão comenta que a distribuição de valores parece indicar que até cerca de 4 m os mesmos não variam com a profundidade. São apresentadas as faixas de valores para 70% de certeza ou um (1,0) desvio padrão. São as seguintes as equações apresentadas:

	PROF. ATÉ 4 m	MAIS DE 4 m
$e_o$	$4,19 \pm 0,19$	$4,84 - 0,21 Z \pm 0,19$
$e_{\bar{\sigma}_{vo}}$	$4,10 \pm 0,19$	$4,70 - 0,21 Z \pm 0,19$
$e_{\bar{\sigma}_{vm}}$	$3,90 \pm 0,09$	$4,64 - 0,21 Z \pm 0,19$
$\gamma_t$	$1,29 \pm 0,01$	$1,22 - 0,18 Z \pm 0,19$

Observação: Os valores de  $\gamma_t$  são dados em  $\text{tf/m}^3$ .

#### b. História de tensões no depósito

Os resultados de  $\bar{\sigma}_{vm}$  ao longo da espessura do depósito estão apresentados na figura 2.6.

Observa-se que  $\bar{\sigma}_{vm}$  atinge valores mínimos a cerca de 2,5 m passando, a partir daí, a crescer linearmente.

Considerando-se um valor médio e único de  $\gamma_t = 1,32 \text{ tf/m}^3$  ( $12,95 \text{ kN/m}^3$ ) e o nível de água na superfície do terreno, foi encontrada para  $\bar{\sigma}_{vo}$ , a equação:

$$\bar{\sigma}_{vo} = 0,32 Z \quad (\text{tf/m}^2)$$

Os valores de OCR, em função da profundidade, calculados pela divisão das equações de  $\bar{\sigma}_{vm}$  pela de  $\bar{\sigma}_{vo}$ , são apresenta

dos também na figura 2.5.

Estes resultados indicam, segundo aquele autor, a existência de um certo pré-adensamento ao longo de toda a camada de argila.

#### c. Parâmetros de compressibilidade

Os parâmetros de compressibilidade RR, CR e SR, correspondentes, respectivamente, aos trechos de recompressão, virgem e de expansão (ou inchamento) da curva  $e_v$  vs.  $\lg \bar{\sigma}_{vc}$ , calculados com faixa de certeza correspondente a um (1,0) desvio padrão ou 70% de segurança, são os seguintes:

$$RR = 9 \pm 3 \quad (\%)$$

$$CR = 41 \pm 3 \quad (\%)$$

$$SR = 6 \pm 0,6 \quad (\%)$$

#### d. Coeficiente de adensamento vertical ( $c_v$ )

Aquele autor admite que para a região da reta virgem do depósito, " $c_v$ " seja da ordem de  $10^{-4}$  cm<sup>2</sup>/s.

### 2.2.3 Ensaio para a Determinação da Resistência Não-Drenada (Su)

Ao lado dos valores de resistência não-drenada obtidos, são transcritas aqui algumas observações e conclusões do trabalho em foco.

#### a. Ensaio não-consolidado, não-drenado

Entre as maneiras pelas quais pode ser obtida a resistência não-drenada ( $S_u$ ), estão os vários tipos de ensaios classificados como não-consolidados, não drenados (ensaio tipo UU). No

trabalho em referência, são citados as seguintes:

1. ensaio de compressão triaxial ou, na sua forma mais simples, o ensaio de compressão simples, ambos realizados em laboratório.
2. ensaio de palheta de campo ou de laboratório.
3. correlações com resultados de ensaios de penetração dinâmica ou estática e ainda, ensaios pressiométricos.

Segundo o autor, a comparação entre valores de "Su" obtidos através destes métodos indicam, por vezes, alguma discordância o que levaria a dúvidas quanto ao melhor método a empregar. Com respeito ao ensaio UU de laboratório por exemplo, pesam sérias críticas no que diz respeito ao amolgamento do solo durante a amostragem e às dificuldades de avaliação da resistência, decorrentes da grande dispersão dos resultados obtidos. Por outro lado, o ensaio de palheta de campo reduz a desvantagem do amolgamento na amostragem mas, no entanto, tem sido relatado que frequentemente, fornece resultados de "Su" contra a segurança, obrigando a adoção de fatores de correção.

Resultados de estudos anteriores à respeito da resistência não-drenada do mesmo solo, são resumidos na tabela 2.1 e representados na figura 2.7.

As observações do autor sobre estes ensaios, parecem sugerir, em primeiro lugar que é fundamental a consideração dos problemas gerados pelo amolgamento do solo durante a amostragem, transporte e moldagem dos corpos de prova para a execução de ensaios de laboratório e que a grande dispersão dos resultados obtidos é uma das consequências deste amolgamento. Em segundo lugar, subentende-se daquele texto que quanto maior a relação en-

tre os diâmetros do amostrador e dos corpos de prova, maior a qualidade destes últimos.

A análise da figura 2.7 à luz deste critério, parece sugerir que quanto mais alta a qualidade das amostras usadas para a obtenção de "Su", maior a inclinação  $\frac{d Su}{d Z}$ ; da reta  $Su = f(z)$ .

Aquele autor observa ainda que os ensaios UU, em amostras de melhor qualidade (amostradores de 127 mm e corpos-de-prova de 38 mm de diâmetro), apresentaram valores de Su médio semelhantes aos obtidos por Collet (1978), em ensaios de palheta de campo tendo, inclusive, faixas de dispersão semelhantes.

b. Ensaios consolidados, não-drenados - utilização do método Shansep para a obtenção de "Su"

Os valores de "Su", obtidos por este método, variam de forma aproximadamente linear com a profundidade a partir de, mais ou menos, 2,5 m. Nos ensaios feitos por aquele autor, foram obtidas as seguintes equações para "Su", (figura 2.6):

ENSAIOS	VALORES DE OCR	EQUAÇÃO (Su em $\text{tf/m}^2$ e Z em m)
$\overline{\text{CKoU-C}}$	máximo	$Su = 0,21 + 0,11 Z$
	mínimo	$Su = 0,14 + 0,09 Z$
	médio	$Su = 0,15 + 0,10 Z$
$\overline{\text{CIU-C}}$	máximo	$Su = 0,27 + 0,13 Z$
	mínimo	$Su = 0,17 + 0,10 Z$
	médio	$Su = 0,20 + 0,12 Z$

O autor observa que na zona superior da argila, a aplicação do método Shansep conduz a valores de "Su" muito baixos que parecem tender a zero, na superfície da camada.

Observando-se novamente a figura 2.7, verifica-se que os valores de "Su médio" fornecidos pelos ensaios de palheta de campo, triaxial UU com corpos de prova de 38 mm de diâmetro e Shansep  $\overline{CIU-C}$  são concordantes, para profundidades superiores a 2 m.

	DIÂMETRO DO AMOSTRADOR (mm)	DIÂMETRO DO CORPO - DE - PROVA (mm)	NÚMERO DE ENSAIOS	CORRELAÇÃO $S = f(Z)$			REFERÊNCIA
				$S_u = f(Z)$	COEFICIENTE DE CORRELAÇÃO (r)	ERRO PADRÃO DE ESTIMATIVA (S) (tf/m <sup>2</sup> )	
ENSAIOS TRIAXIAIS UU	50	50	15	$0.40 + 0.0059 Z$	0.06	0.20	RAMALHO ORTIGÃO (1975)
	63	50	22	$0.35 + 0.024 Z$	0.23	0.30	
	63	36	30	$0.46 + 0.043 Z$	0.31	0.30	
	127	38	21	$0.30 + 0.12 Z$	0.74	~ 0.25	IPR (1976) e Costa Fº et al. (1977)
	127	100	8	$0.41 + 0.052 Z$	0.83	0.09	R. ORTIGÃO (1980)
COMPRESSÃO SIMPLES	45	—	122	$0.016 Z^2 - 0.076Z + 0.96$	0.80	0.28	ARAGÃO (1975)
ENSAIOS DE PALHETA DE CAMPO	DIMENSÕES DA PALHETA Ø 92 mm x 184 mm		—	$1.55 - 0.36 Z$ ( $Z < 2.5 m$ )	0.80	~ 0.30	COLLET (1978)
				$0.40 + 0.09 Z$ ( $Z > 2.5 m$ )			

$S_u$  em tf/m<sup>2</sup>

Z = PROFUNDIDADE em metros

TABELA 2.1 - RESULTADOS DE  $S_u$  MÉDIO VS. PROFUNDIDADE OBTIDOS EM ENSAIOS DE LABORATÓRIO E CAMPO TIPO UU.

( FONTE: RAMALHO ORTIGÃO 1980 )

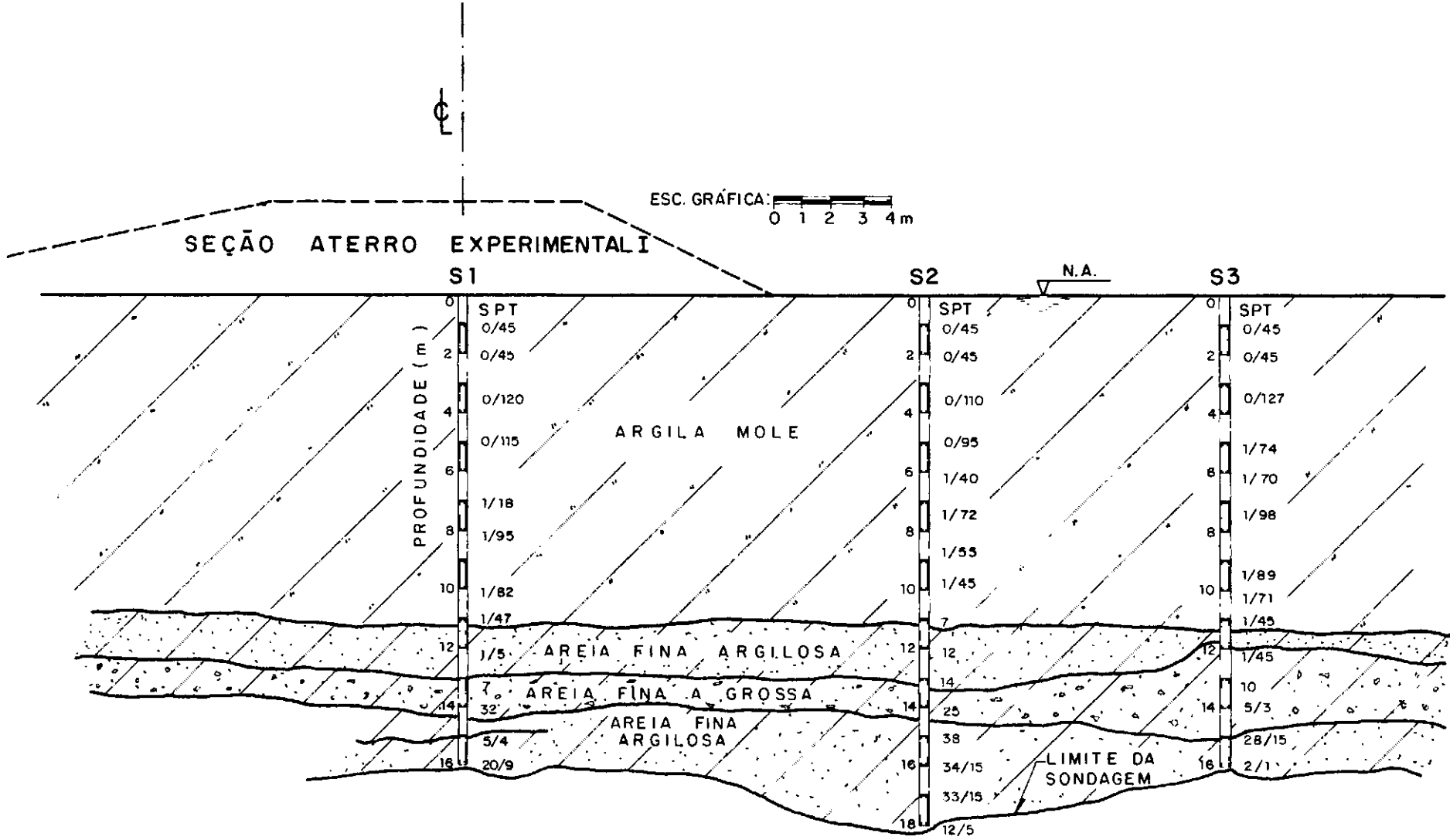


FIG. 2.1 - PERFIL GEOTÉCNICO

( FONTE: RAMALHO ORTIGÃO 1980 )

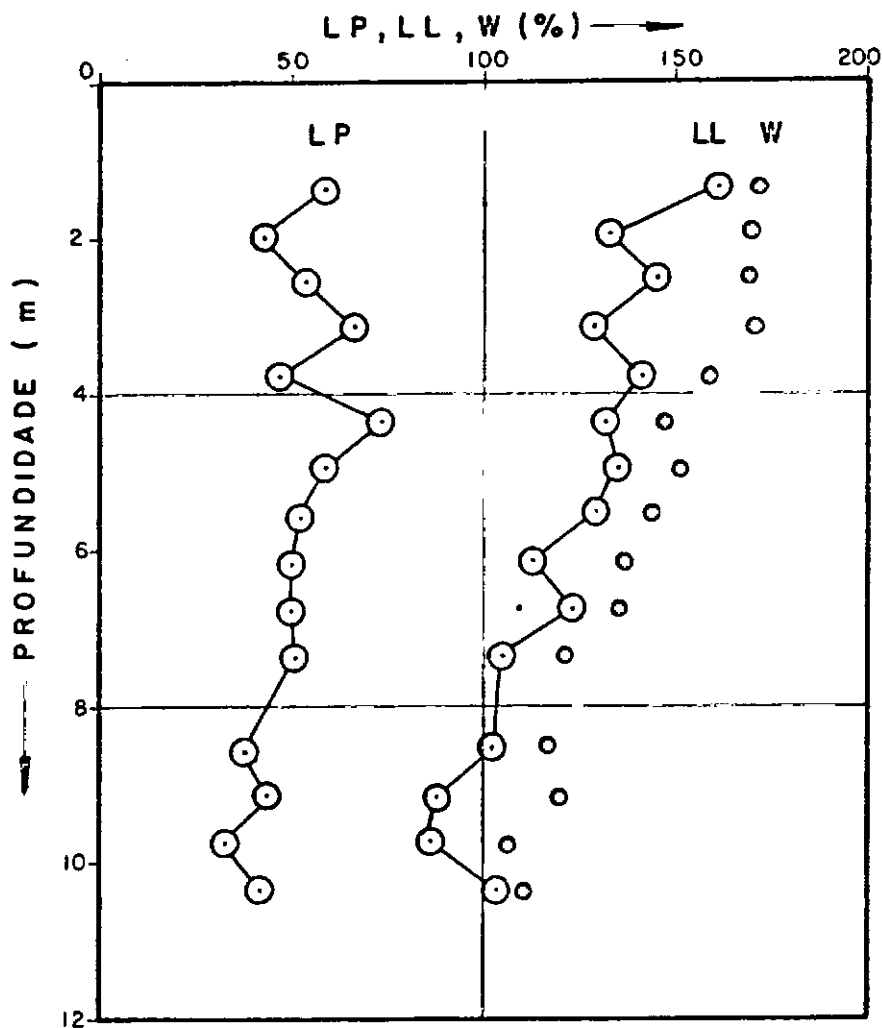


FIG. 2.2 - LIMITES DE ATTERBERG VS. PROFUNDIDADE.

( FONTE: RAMALHO ORTIGÃO, 1980 )



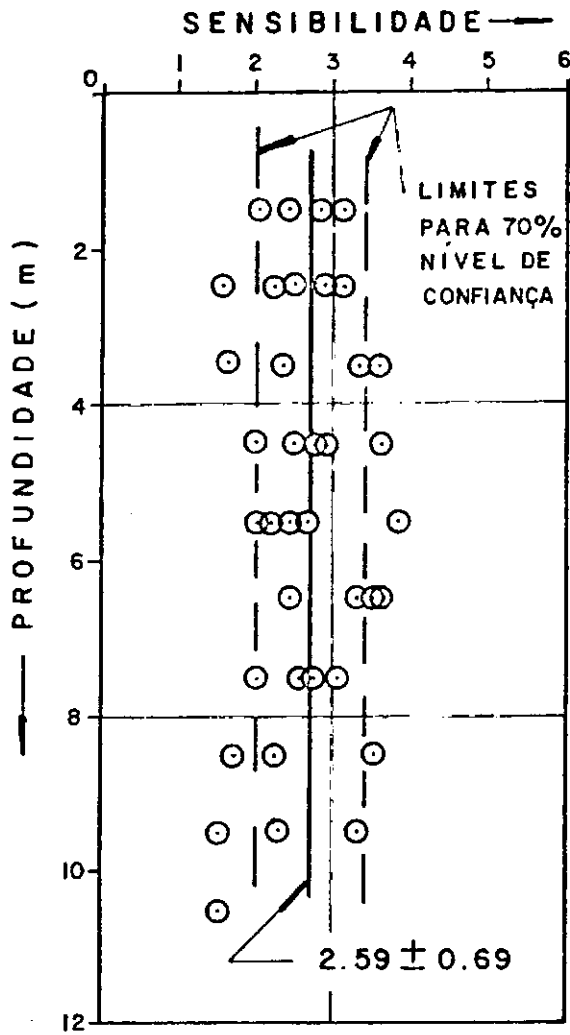


FIG. 2.3 - VALORES DE SENSIBILIDADE OBTIDOS EM ENSAIOS DE PALHETA DE CAMPO APUD COLLET (1978).

( FONTE: RAMALHO ORTIGÃO, 1980 )

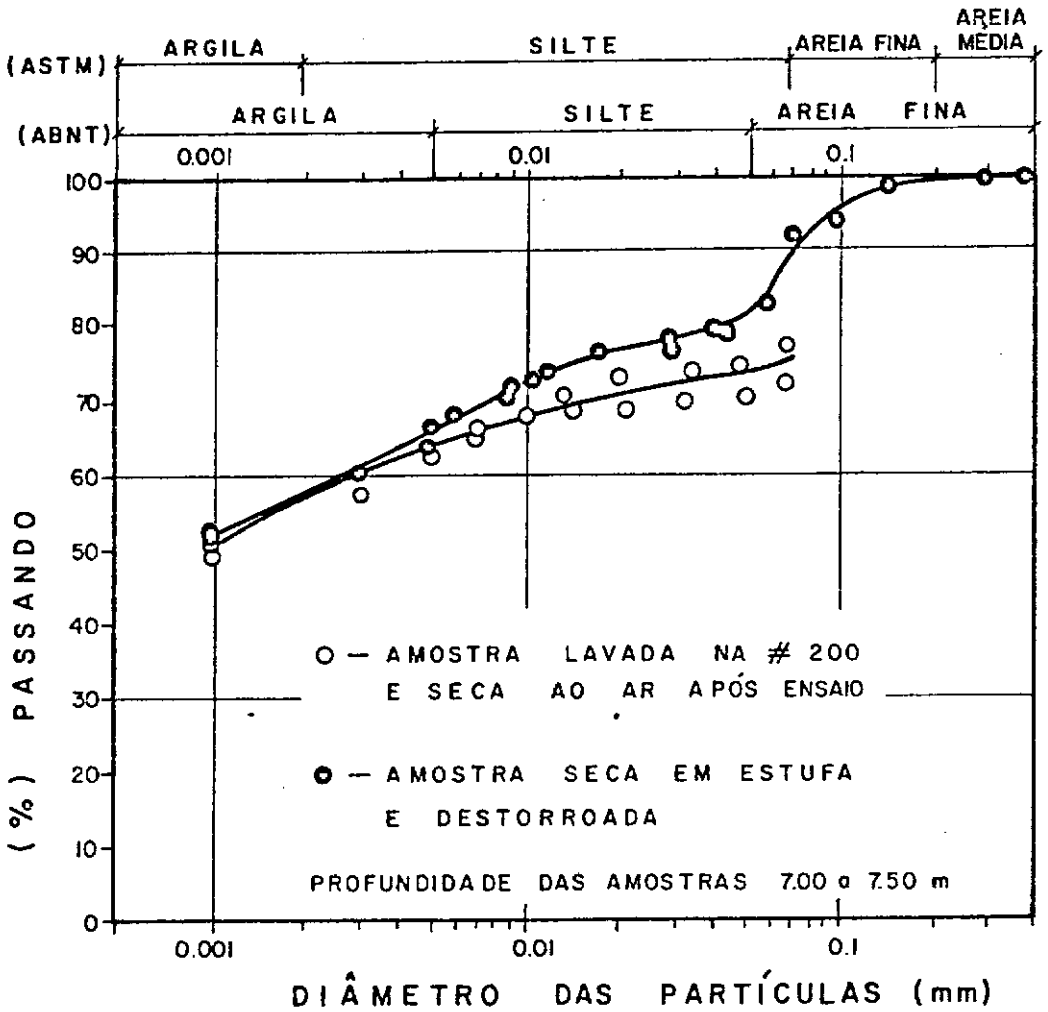


FIG. 2.4 - CURVAS GRANULOMÉTRICAS ARGILA CINZA DO RIO DE JANEIRO.

(FONTE: RAMALHO ORTIGÃO, 1980)

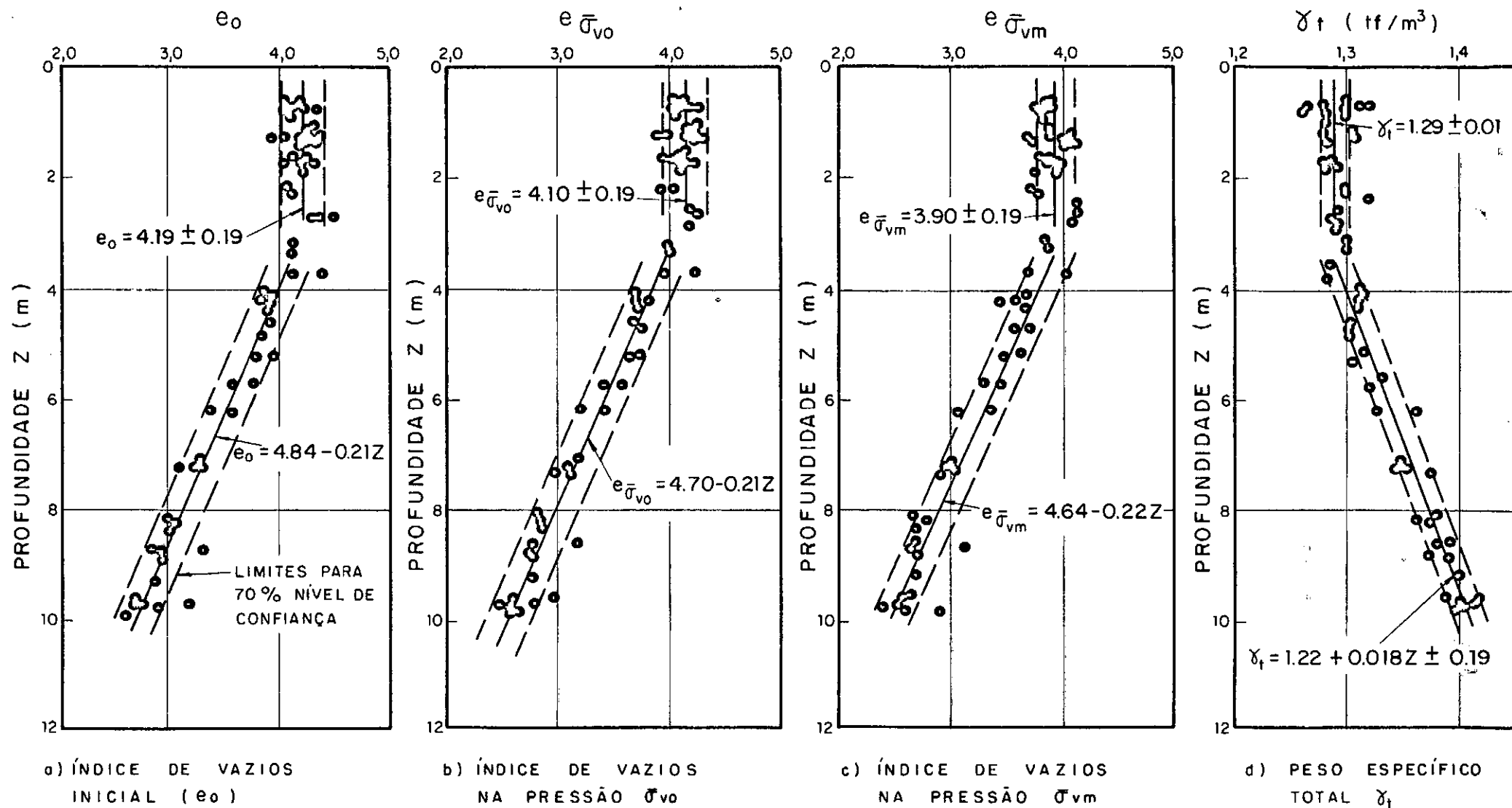


FIG. 2.5 - VALORES DE ÍNDICE DE VAZIOS E PESO ESPECÍFICO ENSAIOS OEDOMÉTRICOS.

( FONTE: RAMALHO ORTIGÃO, 1980 )

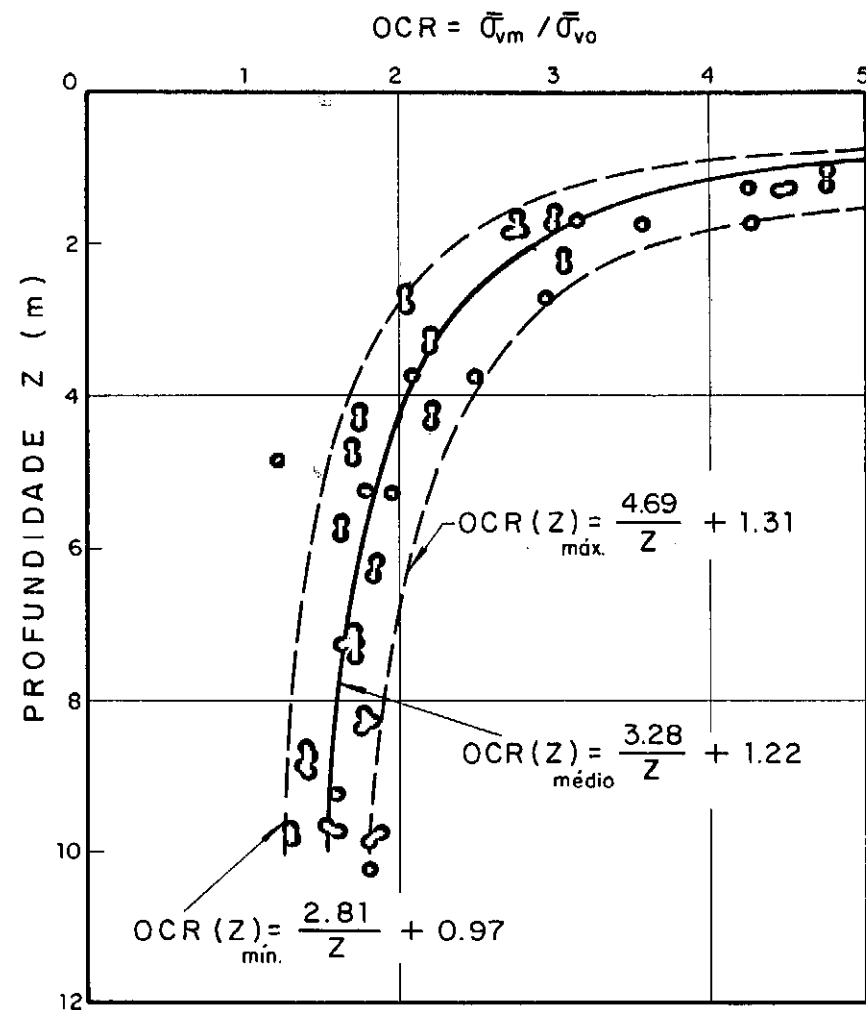
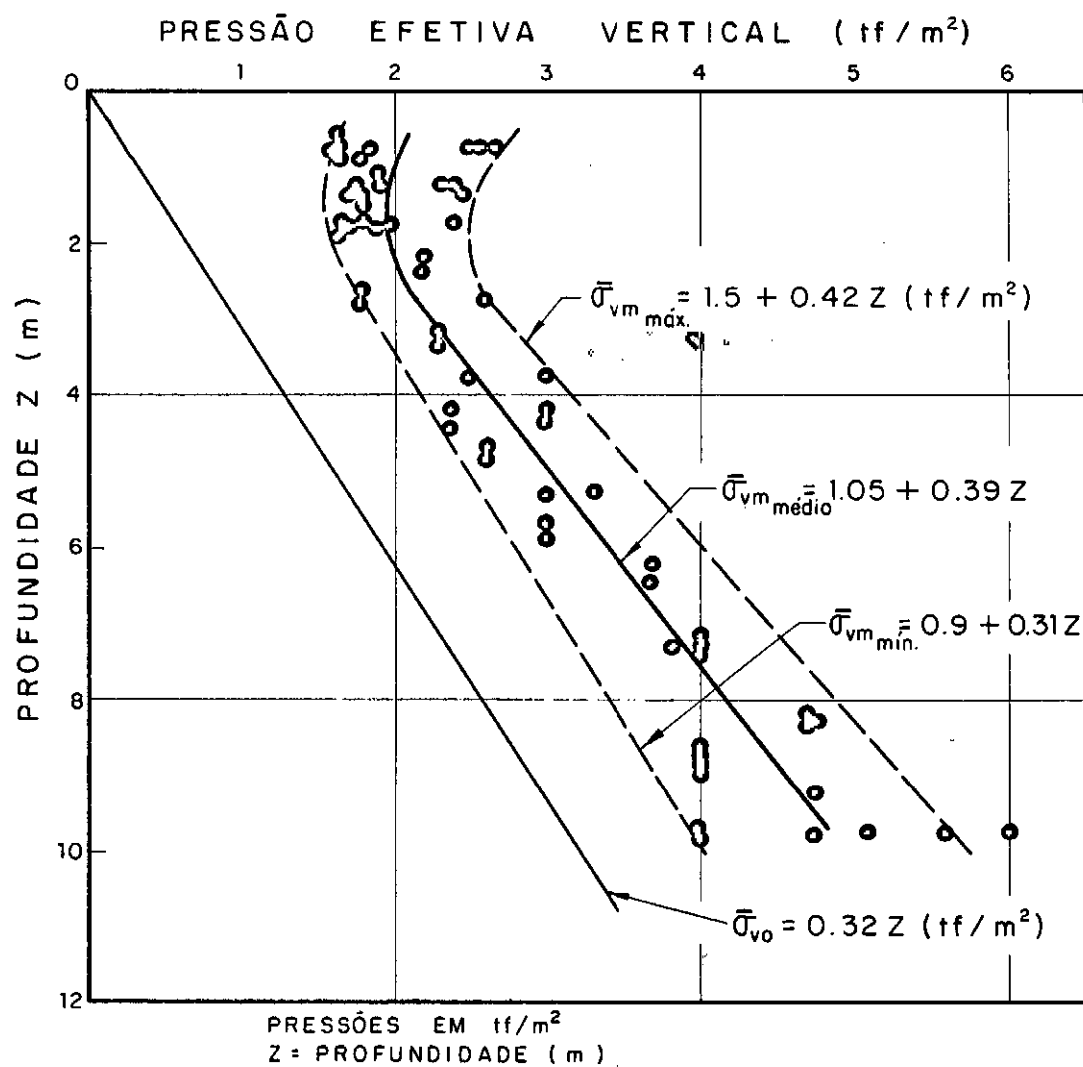
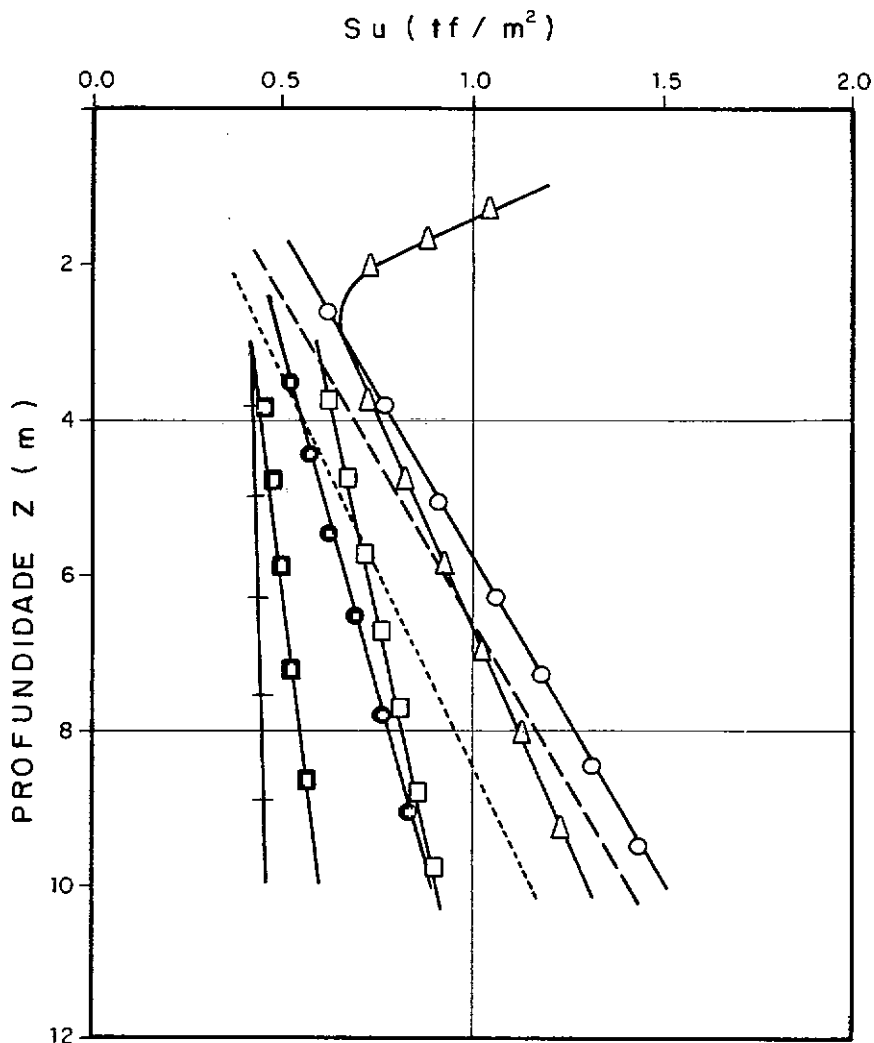


FIG. 2.6 - HISTÓRIA DE TENSÕES - ENSAIOS OEDOMÉTRICOS.

( FONTE: RAMALHO ORTIGÃO, 1980 )



SÍMB.	OBTENÇÃO $S_u$	EQUAÇÃO	REFERÊNCIA
— + —	UU Ø 50 mm	$S_u = 0.40 + 0.0059 Z \text{ (tf/m}^2\text{)}$	R. ORTIGÃO (1975)
— □ —	UU Ø 50 mm	$S_u = 0.35 + 0.024 Z \text{ (tf/m}^2\text{)}$	
— ● —	UU Ø 36 mm	$S_u = 0.46 + 0.043 Z \text{ (tf/m}^2\text{)}$	
— □ —	UU Ø 100 mm	$S_u = 0.41 + 0.052 Z \text{ (tf/m}^2\text{)}$	R. ORTIGÃO (1980)
— ○ —	UU Ø 38 mm	$S_u = 0.30 + 0.12 Z \text{ (tf/m}^2\text{)}$	COSTA Fº ET AL.(1977)
— △ —	PALHETA DE CAMPO	$S_u = 0.40 + 0.09 Z \text{ (tf/m}^2\text{)}$	COLLET (1978)
-----	SHANSEP $\overline{CK_0U} - C$	$S_u = 0.15 + 0.10 Z \text{ (tf/m}^2\text{)}$	R. ORTIGÃO (1980)
----	SHANSEP $\overline{CIU} - C$	$S_u = 0.20 + 0.12 Z \text{ (tf/m}^2\text{)}$	

FIG. 2.7- COMPARAÇÃO ENTRE  $S_u$  MÉDIO OBTIDO EM ENSAIOS TRIAXIAIS UU, PALHETA DE CAMPO E SHANSEP.

( FONTE : RAMALHO ORTIGÃO, 1980 )

## CAPÍTULO 3

### O ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE CONE

#### 3.1 INTRODUÇÃO

A noção de sondagem através da introdução no subleito, de uma haste qualquer, é caracteristicamente intuitiva. Este procedimento permitiria uma grosseira avaliação da capacidade de carga de um solo, por simples comparação com experiências em solos melhor conhecidos.

Por constituir maneira simples e pouco dispendiosa de obter informações à respeito do solo, este procedimento de sondagem foi sendo gradualmente sistematizado e aperfeiçoado de modo a fornecer resultados progressivamente melhores e mais consistentes. Sanglerat (1972), mostra que a idéia de obter informações sobre um solo, de maneira mais científica, através da introdução de uma haste em amostras de argila em busca de dados sobre sua coesão, já havia sido utilizada por Collin (1846), na França. Segundo a mesma fonte, aquele dispositivo, que era dotado de uma ponta cônica com ângulo de  $90^{\circ}$ , era apoiado sobre uma amostra de solo coesivo e carregado progressivamente. Para cada carregamento era medida sua penetração na amostra. A relação entre a superfície impressa na amostra e o carregamento era constante e chamada de "resistência à penetração do cone", sendo medida em  $\text{kgf/cm}^2$ . Seu valor crescia com o aumento da resistência da argila. (figura 3.1).

Existem também referências sobre a aplicação de ensaios de penetração em campo, na Suécia, em fins do século XIX. Neste mesmo país, a Comissão de Geotecnia do órgão estatal res-

ponsável pelo desenvolvimento ferroviário promoveu, entre os anos de 1914 e 1922, o uso de ensaios de penetração para acompanhamento de estudos de estabilidade de taludes que eram então realizados. Ao fim deste trabalho, estes ensaios foram criticados pela comissão que enfatizou a necessidade de normalização do método de sondagem afim de que pudessem ser obtidos dados mais consistentes. Isto foi, por assim dizer, um dos marcos iniciais na evolução deste tipo de ensaio.

### 3.2 TIPOS DE ENSAIOS DE PENETRAÇÃO

O ensaio de penetração foi sendo, paulatinamente, difundido e empregado através do mundo e progressivamente, metodizado. Isto conduziu aos três tipos básicos de ensaio conhecidos, caracterizados, principalmente, pelas diferentes maneiras de introdução das hastes no solo. São eles os seguintes:

1. Ensaio de penetração estática que consiste no carregamento progressivo das hastes até que, mediante um determinado peso, a resistência ao cisalhamento é superada, com consequente ruptura do solo.

2. Ensaio de penetração dinâmica no qual a haste é introduzida mediante golpes de energia padronizada.

3. Ensaio de penetração estático-dinâmica, quasi-estática ou contínua no qual as hastes são introduzidas de forma contínua, através de processos mecânicos ou hidráulicos de cravação.

### 3.3 TIPOS DE PONTEIRAS CÔNICAS

Como já foi dito, simplicidade e economia foram as causas preponderantes da notável e praticamente universal disseminação deste método de ensaio. Com o passar do tempo, foram surgindo dezenas de variações do mesmo, à medida que novas aplicações iam sendo desenvolvidas. O ensaio de cone hoje, quase um sinônimo de ensaio de penetração é, ele próprio, um produto deste desenvolvimento.

A Holanda foi o país em que com maior rapidez este ensaio se desenvolveu, tanto assim que terminou por ser o mesmo conhecido, através do mundo, como: "Ensaio de Cone Holandês".

#### 3.3.1 Ponteiras Cônicas Mecânicas

Desde as primeiras aplicações de que se tem notícia (Berentsen, 1936), do ensaio de penetração estática ou então do, como é conhecido, ensaio de cone holandês, pouca coisa foi modificada com respeito ao método e ao procedimento de ensaio. De modo geral o ensaio, desde então, consiste na introdução no solo de um cone metálico com ângulo de ataque de  $60^{\circ}$  e área da base com  $10 \text{ cm}^2$ , através de hastes de sondagem isoladas do contato com o solo por tubos de revestimento de maior diâmetro (figura 3.2a).

A força dispendida para a penetração do cone era medida na superfície, através de um manômetro ou célula de pressão de óleo sendo esta medida feita em intervalos de 20 cm de penetração, à velocidade constante. Tanto o cone como o tubo de revestimento eram introduzidos no solo por processos manuais.



À medida que foi sendo utilizado, este equipamento mostrou algumas imperfeições como por exemplo:

1. Limite de Sondagem - como os tubos de revestimento eram introduzidos manualmente, as resistências sondadas ficavam restritas a, no máximo,  $10 \text{ kgf/cm}^2$  (1000 K Pa);

2. Sensibilidade - falta de sensibilidade para medir resistências de camadas mais moles, principalmente quando as mesmas ficavam situadas logo abaixo de camadas mais resistentes;

3. Atrito entre as hastes e o tubo de revestimento - a entrada de partículas finas de solo entre as hastes e o tubo de revestimento causando um atrito apreciável entre as hastes e o tubo, mascarava totalmente os resultados do ensaio (figura 3.2a).

As duas primeiras imperfeições, descritas por Vermeiden (1948), foram contornadas pelo Laboratório de Mecânica dos Solos de Delft (Holanda), onde foi projetado e construído um equipamento capaz de introduzir tanto hastes quanto tubos de revestimento, mecanicamente, no solo. Com isso, as resistências sondadas puderam ser praticamente quintuplicadas ficando também a sensibilidade do equipamento grandemente beneficiada.

Para contornar o terceiro e talvez mais grave dos problemas, foi desenvolvida no mesmo laboratório uma ponteira cõnica provida de uma espécie de luva de proteção que evitaria a entrada de partículas entre as hastes e o tubo de revestimento tendo ainda, a vantagem adicional de permitir uma sondagem contínua mais perfeita (figura 3.2b).

Uma idéia bastante semelhante foi apresentada, na mesma época, por G. Plantema, do Departamento Municipal de Engenharia da Cidade de Rotterdam, Holanda (Plantema, 1948).

O passo seguinte no desenvolvimento do ensaio de penetração do cone, foi dado por Begemann (1953), que desenvolveu uma ponteira cônica capaz de avaliar, separadamente, tanto a resistência de ponta quanto o atrito lateral, ficando este instrumento conhecido como ponteira cônica com luva de atrito ou cone tipo Begemann (figura 3.2c).

O procedimento do ensaio de penetração com este novo tipo de ponteira foi mantido quase que integralmente. Apenas, devido à maior sofisticação do equipamento, o sistema manual de operação precisou ser substituído por outro, de operação hidráulica. Este procedimento de ensaio poderia ser resumido da seguinte forma:

1. Mantendo-se o revestimento retido, avança-se apenas a ponteira cônica, registrando-se sua resistência à penetração.
2. Em seguida é feito o avanço da ponteira e da luva de atrito, concomitantemente, sendo registrada a soma das duas resistências.
3. É feito o avanço de todo o conjunto até uma nova posição, normalmente, 20 cm abaixo da anterior.

Este tipo de sondagem é muitas vezes referido, devido às suas características, como: "Método de Sondagem Mecânica Descontínua".

A simplicidade do equipamento e sua facilidade de operação são reconhecidas como as maiores vantagens do método de sondagem acima descrito e que utiliza cones mecânicos. O atrito entre as hastes e o tubo de revestimento, a flambagem das hastes internas, a dificuldade em manter a verticalidade das hastes

e ainda, falhas dos operadores, são consideradas suas maiores restrições.

### 3.3.2 Ponteiras Elétricas

A partir do ano de 1950, o desenvolvimento do ensaio de penetração começou a tomar o rumo ditado pelos avanços da engenharia eletrônica os quais motivaram o aparecimento das primeiras ponteiras elétricas de penetrômetro, sendo que, em pouco tempo, vários tipos diferentes destas ponteiras podiam ser encontrados no mercado. São exemplos disso ponteiras elétricas, tipo: Gouda, Fugro, Maihak, etc..

A ponteira elétrica consiste, basicamente, de um dispositivo sensível à variação de pressão montado em um invólucro projetado com formas e dimensões mais ou menos padronizadas, de modo que seus resultados possam ser comparados com aqueles obtidos com a utilização de outros tipos de ponteiras. Apesar disso, deve ser esperada alguma diferença entre as resistências de ponta e atritos laterais medidos por ponteiras elétricas e aqueles medidos através de ponteiras mecânicas, por exemplo. Este fato ocorre, principalmente, em virtude das diferenças entre os métodos de avanço das hastes e da influência da própria forma das ponteiras.

Alguns pesquisadores afirmam entretanto (De Ruiter, 1971), que nenhuma diferença sistemática tem sido encontrada entre as resistências de ponta de cones elétricos e mecânicos, em todos os casos onde foi possível uma comparação direta. Segundo De Ruiter, as diferenças encontradas podem ser sempre explicadas pela margem de erro característica do aparelho mecânico e pela

sensibilidade muito maior do cone elétrico, para camadas menos espessas, o que resulta em valores de "pico" mais pronunciados, no gráfico de resistência de ponta vs. profundidade, deste último aparelho (figura 3.3).

O mesmo porém, não ocorre em relação aos registros de atrito lateral para os quais é comum constatar-se que, em média, os registros de ponteiros elétricos são da ordem da metade dos valores obtidos com as mecânicas. Esta diferença é explicada em sua maior parte, pelo acréscimo de resistência de ponta proporcionado pela base da luva de atrito (figura 3.2c) o qual é acrescentado à leitura de atrito, bem como pela distância entre a ponta do penetrômetro e a luva (Begemann, 1969), (figura 3.3).

Em vista das muitas e grandes vantagens por elas oferecidas, as ponteiros elétricos foram, gradualmente, deixando de ser usadas apenas em pesquisas por organizações científicas, para se tornarem equipamentos principais de diversas organizações técnico-comerciais. Entre as maiores vantagens proporcionadas pelas ponteiros elétricos podemos citar:

1. Leitura das resistências feitas na própria ponteira eliminando problemas tais como:

- atritos ao longo das hastes;
- flambagem das hastes;
- verticalidade das hastes;
- peso das hastes;
- perdas de pressão em sistemas manométricos hidráulicos ou mecânicos.

2. Registro contínuo e automático das resistências de ponta e atrito lateral que evita:

- erros de registros causados por operadores;
- interrupção a cada nova leitura.

3. Maior produtividade devido a que as interrupções prendem-se, apenas, à necessidade de acréscimo de novas hastes.

4. Possibilidade de ensaios em solos de uma ampla gama de resistências em função da facilidade de dimensionamento dos dispositivos eletrônicos, em coerência com as solicitações previstas.

5. Facilidade com que podem ser acrescentados à ponteira outros instrumentos e dispositivos, tais como: inclinômetros, transdutores de pressão neutra, microfones, etc.; tudo isso com o intuito de obterem-se informações mais completas e confiáveis, a respeito do subleito sondado.

6. Inexistência das hastes internas (bengalas), o que proporciona muito maior versatilidade ao equipamento permitindo, inclusive, a execução de ensaios à grandes profundidades e mesmo sob espessas lâminas d'água.

Os princípios eletrônicos muitas vezes sofisticados aplicados na concepção destas ponteiras elétricas podem gerar, também, alguns problemas de utilização. Dentre estes problemas podemos destacar os seguintes:

- 1) Influência da umidade do solo sobre os sensores, prejudicando seu funcionamento;
- 2) Influência da variação de temperatura nos sensores, bem como nos equipamentos de transmissão e registro;
- 3) Interferências de eletricidade estática nas leituras em função do comprimento dos cabos de transmissão;

4) Complexidade dos equipamentos elétricos e eletrônicos, requerendo pessoal especializado e oficina muito bem equipada, encarecendo muito os custos operacionais do ensaio;

5) Custo do equipamento elétrico em si, que é relativamente elevado, fato que é agravado pela ocorrência de danos e mesmo perdas totais de ponteiros, muito comuns neste tipo de sondagem.

### 3.4 APLICAÇÕES GERAIS DO ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE CONE

Algumas das aplicações do ensaio de penetração de cone, conforme foram apresentadas por Durgunuglu (1972), são transcritas a seguir:

#### 1. Investigação de um perfil geológico:

- a) determinação da posição exata da interface solo-rocha;
- b) determinação da espessura e posição de lentes de areia;
- c) detecção de zonas de areia mais fofa em solo arenoso e zonas mais moles e plásticas em um solo argiloso;
- d) determinação do grau de homogeneidade de solos arenosos e argilosos;
- e) detecção em camadas aparentemente homogêneas de areia ou de argila, de outras camadas mais finas, de propriedades diferentes;
- f) identificação da intersecção entre o solo em estado natural e um material de aterro;
- g) identificação das zonas de ocorrência de rocha sã e intemperizada;

h) determinação da espessura de uma camada de solo congelado.

2. Em explorações mais complexas de pesquisa e prospecções exploratórias:

a) para extrapolação de uma prospecção exploratória limitada, para uma grande área;

b) comparação entre perfis de sondagem e identificação mais exata da posição de contornos geológicos, em sondagens isoladas;

c) estabelecimento do contorno de camadas finas detectadas em sondagens;

d) determinação da espessura e posição de camadas impermeáveis de solo.

3. Estimativa de propriedades físicas e mecânicas dos solos, sem a necessidade de amostragens e ensaios de laboratório:

a) densidade relativa das areias;

b) consistência de solos argilosos;

c) parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos;

d) densidade in-situ de solos compactados.

4. Obtenção de informações adicionais para projetos de fundações:

a) estimativa de carga em estacas;

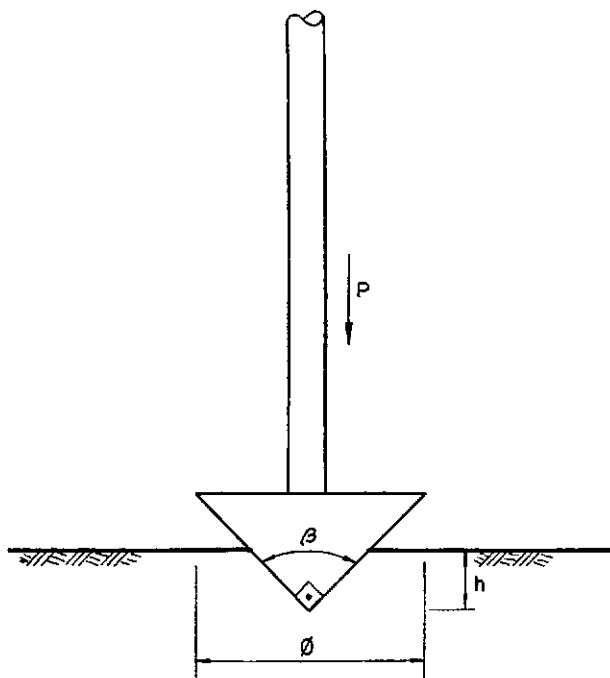
b) estabelecimento da relação de variação da capacidade de carga com a profundidade;

c) estimativa do comprimento necessário de uma estaca;

d) estimativa de recalques.

5. Como sondagem complementar na investigação e prospecção de jazidas de material de construção.





$$q_c = \frac{P}{A}$$

$$P = \pi K c (h \tan \beta / 2)$$

$$\text{para } \beta = 90^\circ$$

$$P = \pi K c h^2$$

ou

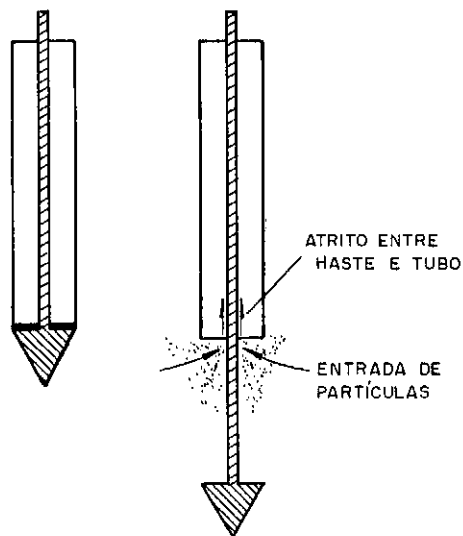
$$c = \frac{P}{\pi K h^2}$$

**Obs:**  $2,5 < K < 40$

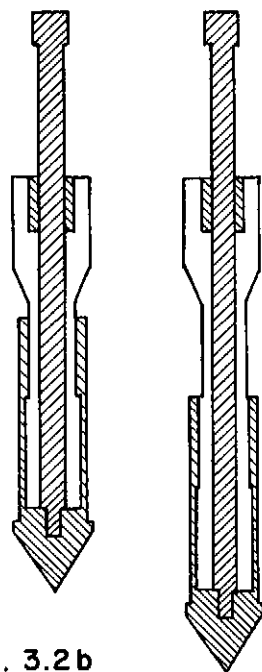
$K = f(\text{grau de amolgamento da amostra})$

FIG. 3.1 - PENETRÔMETRO DE COLLIN - ESQUEMA.

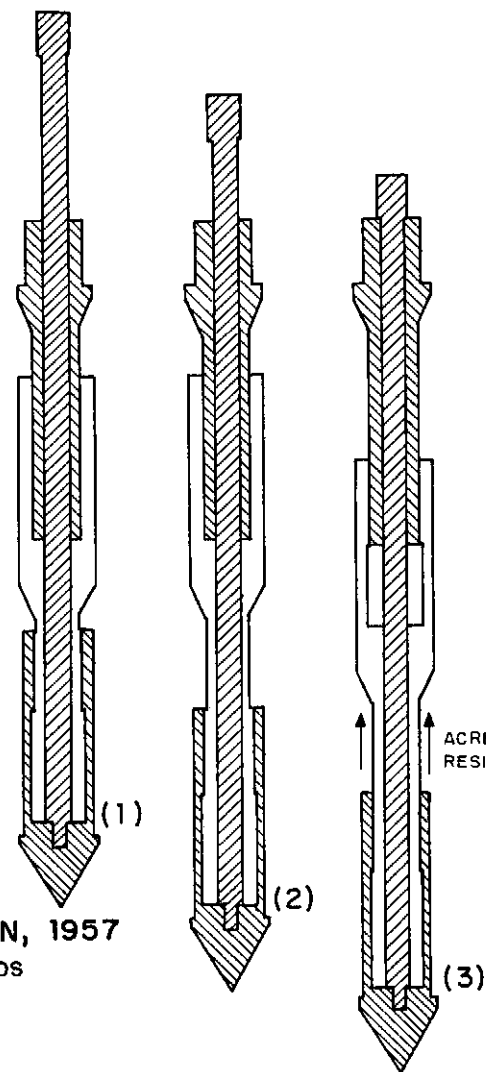
( FONTE: SANGLERAT, 1972 )



**FIG. 3.2a**  
**PONTEIRA CÔNICA PRIMITIVA**  
**( BERENTSEN, 1936 )**  
**EM POSIÇÕES RECOLHIDA E**  
**EXTENDIDA**



**FIG. 3.2b**  
**PONTEIRA CÔNICA COM LUIVA**  
**( VERMEIDEN, 1948 )**  
**EM POSIÇÕES RECOLHIDA E EXTENDIDA**



**FIG. 3.2 c**  
**PONTEIRA CÔNICA TIPO BEGEMANN, 1957**  
**(1) Cone e luva de atrito recolhidos**  
**(2) Cone em posição estendida**  
**(3) Cone e luva estendidos**

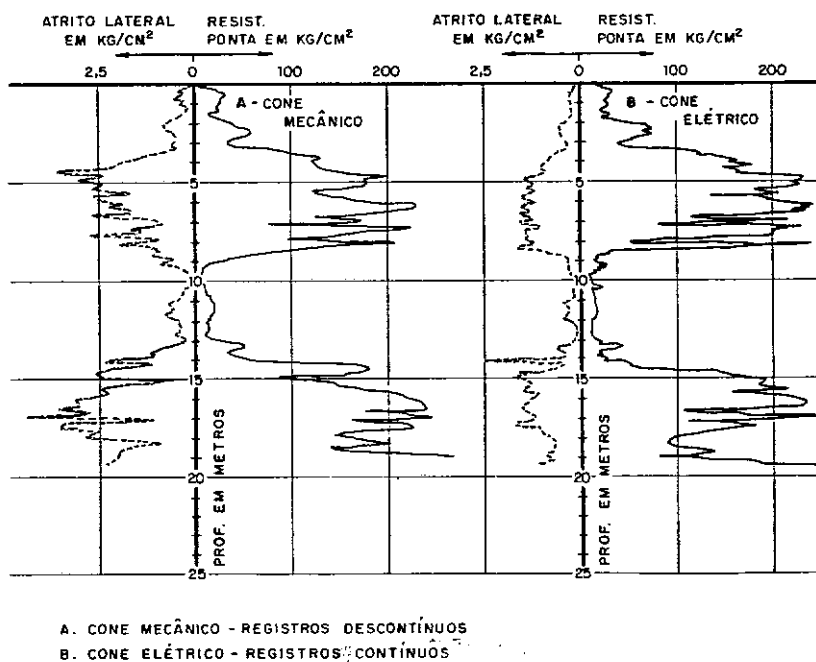


FIG. 3.3 - GRÁFICOS COMPARATIVOS ENTRE ENSAIOS DE PENETRAÇÃO DE CONES ELÉTRICOS E MECÂNICOS.

( FONTE: DE RUITER, 1971 )

## CAPÍTULO 4

### A APLICAÇÃO DO ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE CONE PARA A OBTENÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE SOLOS COESIVOS

#### 4.1 INTRODUÇÃO

Dentre as diversas aplicações do ensaio de penetração de cone, destaca-se a determinação de parâmetros geotécnicos a serem utilizados em projetos de fundações.

Tratando-se de solos puramente coesivos, um dos mais importantes parâmetros é a resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ). O tratamento deste parâmetro através do ensaio de penetração de cone é feito, atualmente, com base em dois enfoques teóricos bem distintos: a Teoria de Capacidade de Carga ou a Teoria de Expansão de Cavidades.

Neste capítulo serão vistos resumidamente, estes dois enfoques sendo também apresentados alguns resultados e correlações obtidos por diversos autores, em torno daquele mesmo parâmetro.

#### 4.2 TEORIA DE CAPACIDADE DE CARGA

##### 4.2.1 Resumo da Teoria

A capacidade de carga de fundações depende das propriedades do solo (densidade, características de resistência ao cisalhamento e deformação), das tensões iniciais e condições da água no solo, das características físicas da fundação (tamanho, profundidade, forma e rugosidade), bem como dos métodos construtivos da mesma.

A capacidade de carga é, em geral, estimada a partir de superfícies de ruptura ao longo das quais se admite que o solo esteja na tensão máxima (ruptura geral por cisalhamento - material rígido - plástico). Para fundações profundas, o cálculo da capacidade de carga, é altamente dependente da forma da superfície de ruptura admitida. A superfície de ruptura e consequentemente a capacidade de carga variam consideravelmente com as características de tensão-deformação do solo e dependem também de outros fatores como, por exemplo, o método construtivo.

Ao ser analisado à luz da teoria de capacidade de carga o penetrômetro é normalmente assemelhado a uma fundação profunda.

Assim, para um material cuja resistência ao cisalhamento pudesse ser dada pela expressão de Mohr-Coulomb:

$$S = c + p \tan \phi \quad (1)$$

onde,

$c$  - coesão aparente,

$\phi$  - ângulo de atrito interno,

e  $p$  - tensão normal no plano de cisalhamento

Terzaghi (1943), mostrou que a capacidade de carga máxima ( $q_u$ ), de uma fundação superficial e estreita, de largura " $B$ " e profundidade " $D$ " (figura 4.1a), podia ser dada pela equação:

$$q_u = c N_c + p_o N_q + \frac{B}{2} \gamma_s N_\gamma \quad (2)$$

onde,

$q_u$  - capacidade de carga última da fundação,

$p_o$  - pressão confinante no nível da base,

$c$  - coesão do solo,

$\gamma_s$  - peso específico do solo,

B - largura da fundação,

e  $N_c, N_q, N_\gamma$  - fatores de capacidade de carga primários para uma sapata superficial e que são funções de " $\Phi$ " e da rugosidade da fundação.

Para fundações profundas (figura 4.1b), a fórmula seria praticamente a mesma considerando-se ainda os efeitos do atrito lateral ao longo da fundação e mais, a resistência ao cisalhamento ao longo do contorno da massa de solo, adjacente à fundação. Em ambos os casos, as bases das fundações são consideradas rugosas.

Os fatores de capacidade de carga primários foram calculados, inicialmente por Prandtl (1921),

$$N_c = \cot \Phi \{e^{\pi \tan \Phi} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\Phi}{2} \right) - 1\} \quad (3)$$

e Reissner (1924),

$$N_q = e^{\pi \tan \Phi} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\Phi}{2} \right) \quad (4)$$

sendo,

$$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi \quad (5)$$

a relação entre eles (Durgunoglu, 1972).

A solução teórica correta para o terceiro fator ( $N_\gamma$ ), não foi ainda encontrada sendo sugeridas por Meyerhof (1955) e Brinch Hansen (1961), respectivamente, as seguintes expressões empíricas:

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1,4 \Phi) \quad (6)$$

$$N_\gamma = 1,8 (N_q - 1) \tan \Phi \quad (7)$$

Foi constatado que este método fornece resultados bastante conservativos e que o mecanismo de ruptura considera-

do não é confirmado, usualmente, nos casos reais (Meyerhof, 1951). Outros modelos de ruptura foram propostos na tentativa de superar estas limitações. Exemplos disso, são os modelos de ruptura de Meyerhof (1951), apresentado nas figuras 4.1, de Berzantzev (1965) e de Novatzki (1971).

Segundo Durgunuglu (1972), o termo  $(p_0 N_q)$  que é igual a  $(\gamma_s D N_q)$ , representa o acréscimo na capacidade de carga causado pela pressão de confinamento. Entretanto, este termo não considera o efeito da resistência ao cisalhamento do solo situado acima do nível da fundação, se forem usados os acima citados fatores de capacidade de carga. Por isso, para fundações profundas, novos fatores de capacidade de carga precisariam ser calculados (Meyerhof, 1951). Brinch Hansen (1961), entretanto, sugeriu que este efeito fosse levado em consideração através de fatores adicionais de profundidade  $(d_c, d_q, d_\gamma)$ . Como a equação geral de capacidade de carga - equação (2) - foi, inicialmente, formulada para fundações retangulares estreitas, fatores de forma  $(f_c, f_q, f_\gamma)$ , deveriam ser acrescentados, ao serem consideradas fundações com outras configurações. Com isso, a equação geral de capacidade de carga passaria a ser escrita na seguinte forma:

$$q = c N_c f_c d_c + \frac{B}{2} \gamma_s N_\gamma f_\gamma d_\gamma + \gamma_s D N_q f_q d_q \quad (8)$$

onde,

$f_c, f_\gamma, f_q$  - fatores de forma para os termos de coesão, atrito e sobrecarga

e

$d_c, d_\gamma, d_q$  - fatores de profundidade para os termos de coesão, atrito e sobrecarga.

Estes fatores de profundidade e forma tem sido, no decorrer do tempo, equacionados por diversos autores (Terzaghi, 1943; Skempton, 1951; Brinch Hansen, 1961, 1966, 1970; Meyerhof, 1963, 1965; De Beer, 1970 e outros).

Segundo Schwab (1976), além dos já citados, outros fatores podem ainda influenciar a capacidade de carga máxima das fundações, como, por exemplo: excentricidade do carregamento, perfil da fundação, método de instalação e velocidade de carregamento.

Na figura 4.2, apresenta-se um gráfico onde são resumidos fatores de capacidade de carga, segundo diversos autores. Neste gráfico, aqueles fatores são representados como função de D/B (profundidade relativa).

Schwab (1976), sugere que os fatores de capacidade de carga propostos por Skempton, sejam utilizados, em conexão com valores confiáveis de resistência não-drenada ( $S_u$ ), na estimativa da capacidade de carga dos solos argilosos e homogêneos, através da expressão:

$$q_u = S_u N_c + q_0 \quad (9)$$

onde,

$q_u$  - capacidade de carga máxima do solo,

$S_u$  - resistência não-drenada,

$q_0$  - tensão confinante,

e  $N_c$  - fator de capacidade de carga de Skempton.

O mesmo autor comenta que os fatores de capacidade de carga de Skempton podem ser utilizados também no caso de argilas não homogêneas bem como em argilas que possuam anisotropia de tensões, desde que valores corretos de  $S_u$  sejam utilizados na análise.



#### 4.2.2 Estimativa da Resistência Não-Drenada (Su)

Na maioria dos casos práticos, a estimativa da resistência não-drenada (Su) através do ensaio de penetração de cone, é feita com a aplicação de uma expressão semelhante a equação (9), considerando-se, como já foi mencionado, o penetrômetro como uma fundação circular profunda. Assim:

$$Su = \frac{qc - \gamma_s z}{Nk} \quad (10)$$

onde,

qc - resistência de ponta, acusada pelo ensaio de penetração de cone,

Su - resistência não-drenada,

e Nk - fator de capacidade de carga ou "fator de cone".

Moh (1974) considera que em ensaios de penetração com ponteiros mecânicos, o termo relativo à pressão confinante pode ser eliminado na equação (10), por ser o mesmo contrabalançado pelo peso das hastes ficando, então, a expressão de resistência não-drenada reduzida a:

$$Su = qc/Nk, \quad (11)$$

cujos termos já foram definidos acima.

Observa-se que isto não seria válido ao utilizarem-se penetrômetros elétricos pois, nestes casos a leitura da resistência à penetração é feita na própria ponteira e não em instrumentos localizados no topo das hastes de sondagem.

A escolha do fator de capacidade de carga "Nk", também chamado de "fator de cone", não é um problema simples em virtude de não ser o mesmo uma constante, segundo constataram diversos pesquisadores.

Ladanyi e Eden (1969) e Schmertmann (1975) citam, por exemplo, fatores tais como: método de penetração, velocidade de penetração, forma da ponteira, sensibilidade do solo, compressibilidade do solo, comportamento global relativo às tensões e deformações da argila, quando a mesma é submetida a cisalhamento não drenado, etc., como sendo de grande influência no valor de "Nk".

Tomando como base de comparação o valor de  $N_k \approx 9$ , estabelecido teoricamente por Meyerhof (1951) para fundações circulares e profundas em solos coesivos, diversos autores apresentaram valores para "Nk", fundamentados em correlações de resultados de ensaios de cone com os de vários tipos de ensaios de campo e laboratório. A conclusão geral, parece ser que a correlação entre resistência de ponta de ensaios de cone e resistência não drenada deve ser feita para cada tipo de argila, individualmente.

Brand e outros (1974), apresentam uma tabela que resume resultados de "Nk" para diversas argilas, constantes em várias referências (tabela 4.1).

De Beer (1974a), apresenta uma tabela resumindo valores de "Nk" utilizados em diversos países (tabela 4.2).

Thornburn e outros (1981), analisando a história de tensões de diversas argilas, apresentam faixas de valores para "Nk", segundo este ponto de vista (tabela 4.3).

Segundo Schmertmann (1975), se os ensaios para determinação de "Su", tomados como referência, são ensaios de compressão simples em amostras de alta qualidade de uma argila recente, não fissurada com  $OCR < 2$ , não muito sensível e com índice

ce de plasticidade maior que 10%, é razoável que seja adotado um  $N_k \approx 10$  para penetrômetros elétricos e  $N_k \approx 16$  para pontei-ras mecânicas do tipo Begemann, para velocidades de penetração entre 1,0 e 2,0 cm/s.

Em função do enfoque que se pretende dar ao estudo, pode-se adotar um valor para "Nk" de acordo com as característi-cas da argila em questão e a partir disso, calcular os valores de "Su" ou então, conhecidos os valores de "Su", obtidos em ou-tros ensaios de campo ou laboratório, calcular os valores de "Nk" e observar sua variação diante dos diversos fatores que o influenciam.

Segundo Roy e outros (1974), pesquisas de campo e la-boratório tem mostrado que a resistência não-drenada obtida in situ, através do ensaio de penetração de cone corresponde à resistência de "pico" obtida de ensaios de laboratório, feitos em amostras de alta qualidade. Os resultados destas pesquisas indicaram também que a resistência não-drenada medida com pene-trômetro de cone é duas ou três vezes mais alta do que os valo-res do ensaio de palheta de campo os quais são comparáveis à tensão residual medida em laboratório.

A avaliação de "Su" através do ensaio de penetração de cone, ainda de acordo com Schmertmann (1975), também pode ser feita, no caso de ser medido o atrito lateral, consideran-do-se este como sendo um limite inferior para os valores daque-le parâmetro. Já para Drnevich e outros (1974), o "Su" obtido em ensaios triaxiais é, aproximadamente, 80% do valor obtido através da luva de atrito do cone mecânico tipo Begemann sendo para estes autores, os valores de "Su" assim obtidos mais

confiáveis que os estimados através da resistência de ponta "qc".

#### 4.3 TEORIA DE EXPANSÃO DE CAVIDADES

A Teoria de Expansão de Cavidades preconiza, basicamente, a obtenção da pressão máxima necessária para expandir uma cavidade dentro da massa de solo. Este método teria a vantagem de proporcionar a inclusão, no estudo dos solos, de dois efeitos da maior importância: a compressibilidade e a pressão neutra.

Baseado no modelo de expansão de uma cavidade esférica apresentado na figura 4.3 e considerando que o solo se comportasse como um sólido elasto-plástico compressível tanto na região plastificada em torno da cavidade, como na região elástica além desta, Vesić (1972), chegou a expressão:

$$p_u = c F_c + q F_q \quad (12)$$

onde,

$p_u$  - pressão máxima na cavidade esférica,

$c$  - coesão aparente,

$q$  - tensão efetiva isotrópica,

e  $F_c$  e  $F_q$  - fatores adimensionais de expansão de cavidades.

Os fatores  $F_c$  e  $F_q$  são dados pelas expressões:

$$F_q = \frac{3 (1 + \sin \phi)}{3 - \sin \phi} \cdot I_{rr}^{-4} \sin \phi / 3 (1 + \sin \phi) \quad (13)$$

$$F_c = (F_q - 1) \cot \phi. \quad (14)$$

Índice de rigidez reduzido é o valor definido pela expressão:

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta} = \xi_v I_r \quad (15)$$

onde,

$I_r$  - índice de rigidez,

$\xi_v$  - fator de variação de volume para o meio considerado,

$\Delta$  - coeficiente de deformação volumétrica.

O índice de rigidez ( $I_r$ ), representa a relação entre o módulo de cisalhamento -  $G = E/2 (1 + \nu)$  - e a resistência ao cisalhamento inicial -  $S = c + q \tan \phi$  - e é dado pela expressão:

$$I_r = \frac{E}{2 (1 + \nu) (c + q \tan \phi)} \quad (16)$$

No caso particular de um solo puramente coesivo ( $\phi = 0$ ) e no qual se tenha  $\Delta = 0$  fica-se apenas com:

$$F_c = \frac{3}{4} (\ln I_r + 1) \quad (17)$$

ficando neste caso a expressão (16) reduzida a:

$$I_r = \frac{E}{3 S_u} \quad (17a)$$

O problema de expansão de uma cavidade cilíndrica é análogo ao da cavidade esférica. Pode-se assim calcular a pressão máxima no interior deste tipo de cavidade através da equação (12), aplicando-se os fatores de expansão de cavidades deduzidas para cavidades cilíndricas, apresentados abaixo:

$$F_q' = (1 + \sin \phi) (I_{rr}' \sec \phi) \sin \phi (1 + \sin \phi) \quad (18)$$

$$\text{e } F_c' = (F_q - 1) \cot \phi. \quad (19)$$

Novamente, no caso de um solo puramente coesivo ( $\phi = 0$  e  $\Delta = 0$ ) fica-se apenas com:

$$Fc' = \ln Ir + 1, \quad (20)$$

com  $Ir$  definido pela expressão (17a).

Vesić (1972), apresenta tabelas com valores de  $F_c$ ,  $F_q$ ,  $F_c'$  e  $F_q'$ , em função de  $I_{rr}$  ou  $I_{rr}'$  e  $\Phi$ . Estes valores são também apresentados graficamente, como mostra a figura 4.4.

As soluções apresentadas levam em consideração a variação de volume na região plastificada e podem ser também, usadas para avaliar poro-pressões, desde que a expansão de cavidade ocorra em condições não-drenadas.

Rocha Filho (1979), concluiu que o excesso de pressão neutra gerada durante o processo de penetração pode influenciar muito a magnitude das tensões cisalhantes últimas, indicadas pelo valor da resistência de ponta, medida através do ensaio de cone.

Esta conclusão evidencia a necessidade de se conhecer melhor os efeitos da pressão neutra gerada durante esse tipo de ensaio. Como, na prática, ainda de acordo com o mesmo autor, pode-se admitir que em depósitos argilosos a penetração faça-se sempre em condições não-drenadas (com possibilidade de alguma mobilização de resistências viscosas) então, a teoria de expansão de cavidades apresenta-se como uma ótima ferramenta para auxiliar na consecução daquele objetivo.

Para solos puramente coesivos, pode-se notar uma semelhança entre as equações resultantes das duas teorias apresentadas, fato que permite que seja estabelecido um paralelo entre os fatores de capacidade de carga e os fatores de expansão de cavidades.

Ladanyi e Eden (1969) apresentam, por exemplo, uma expressão para o cálculo do fator "Nk", obtida através da teoria de expansão de cavidades, aplicada a um meio infinito de características elasto-plásticas, puramente coesivo e caracterizado ainda mais, por sofrer uma queda brusca de resistência após a ruptura (argila sensível). Neste estudo, os autores concluem que o fator de cone "Nk" parece decrescer com o aumento da sensibilidade da argila. Roy e outros (1974), apresentam valores de "Nk" obtidos para algumas argilas sensíveis canadenses que aparentemente confirmam esta constatação (tabela 4.4).

#### 4.4 CONSIDERAÇÕES SOBRE FATORES QUE INFLUEM NOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PENETRAÇÃO DE CONE

Os fatores que influem nos resultados dos ensaios de penetração de cone são, basicamente, de duas naturezas distintas como se conclui dos trabalhos de Ladanyi e Eden (1969), De Beer (1974b), Schmertmann (1975) e outros. Assim, existem aqueles que dependem das características do solo e os dependentes das características do equipamento e sua operação.

Vários ensaios foram executados por Muromachi (1974), no intuito de estabelecer graus de influência de alguns dos fatores deste segundo grupo na resistência à penetração de solos puramente coesivos. Nas figuras 4.5, 4.6, 4.7 e 4.8, são apresentados os resultados destes ensaios que, resumidamente, parecem indicar que:

- a) "qc" torna-se independente do ângulo de ataque da ponteira, para ângulos maiores que  $20^{\circ}$  (figura 4.5).

- b) "qc" decresce com o aumento da área da base, considerando ensaios com cones de mesmo ângulo de ataque (figura 4.6).
- c) "qc" cresce com o aumento do comprimento da luva de atrito (figura 4.7).
- d) "qc" cresce, ligeiramente, com o aumento da velocidade de penetração para cones de mesma área de base e mesmo ângulo de ataque (figura 4.8).

Pode-se observar que as conclusões (b) e (c) parecem confirmar a importância da consideração do efeito de escala ao utilizarem-se dados de ensaios de penetração para projetos de fundações (De Beer, 1963 e Graham e Stuart, 1971).

Bemben e Myers (1974), mostraram que condições drenadas e não drenadas de ensaio podem ser obtidas mediante modificação na velocidade de penetração, em ensaios de cone. Assim o crescimento de "qc" constatado na análise da figura 4.6 (conclusão d), pode ser devido apenas ao desenvolvimento de pressões neutras menores decorrentes do aumento da velocidade de cravação (comportamento viscoso).

Fatores decorrentes da operação do equipamento tais como verticalidade das hastes durante o ensaio também são tidos como de grande influência nos resultados de "qc". De Ruitter (1971), recomenda neste caso, especificamente, a adaptação de inclinômetros nas ponteiros para que possam ser detectados quaisquer desvios na trajetória das mesmas, durante a execução do ensaio.



TABELA 4.1

## FATORES DE CONE DETERMINADOS PARA DIVERSAS ARGILAS

(Fonte: Brand et al., 1974)

REFERÊNCIA	ARGILA	Nk FATOR DE CONE	PROPRIEDADES DA ARGILA				
			W, %	W <sub>L</sub> , %	I <sub>p</sub> , %	Su, tf/m <sup>2</sup>	SENSIBILIDADE
Thomas (1965)	London Clay	18	20-30	80-85	55	5-29 <sup>+</sup>	—
Ward et alii (1965)	London Clay	15.5	22-26	60-71	36-43	21-52 <sup>+</sup>	—
Meigh & Corbett (1969)	Arabian Gulf Soft Clay	16	30-47	38-62	20-35	0.5-4*	5
Ladanyi & Eden (1969)	Leda Clay (Gloucester)	7.5	50-70	50	23	2.5*	30-50
Ladanyi & Eden (1969)	Leda Clay (Ottawa)	5.5	72-84	40	20	5.7*	10-35
Pham (1972)	Soft Bangkok Clay (City)	16	60-70	70-80	40-50	1.3-2.9*	5-7
Anagnostopoulos (1974)	Patras Clay	17	30	35	18	3-7 <sup>+</sup>	1.5-3
Brand et alii (1974)	Soft Bangkok Clay (Bangpli)	19	60-130	60-130	60-120	1.3-3.8*	5-7
Brand et alii (1974)	Weathered Bangkok Clay (Bangpli)	14	100-130	100-135	60-80	1.3-2*	6-8

\* Resistências medidas por ensaios de palheta; <sup>+</sup> resistências medidas em ensaios UU.

TABELA 4.2

ALGUNS VALORES DE "Nk", ATRAVÉS DO MUNDO

(Fonte: De Beer, 1974a)

PAÍS	Nk	OBSERVAÇÕES
Bélgica	10 - 20 (média 15)	$Nk = qc/Su$
Grécia	15 - 18	$Nk = qc/Su$
Itália	15 - 25	$Nk = (qc - po)/Su$
Japão	10 - 20	$Nk = qc/Su$
Holanda	10	$Nk = qc/Su$
África do Sul	12	$qc < 15 \text{ kgf/cm}^2$
	37	$qc = 50 \text{ kgf/cm}^2$

TABELA 4.3

VALORES DE "Nk" RELACIONADOS COM A  
HISTÓRIA DE TENSÕES DO SOLO

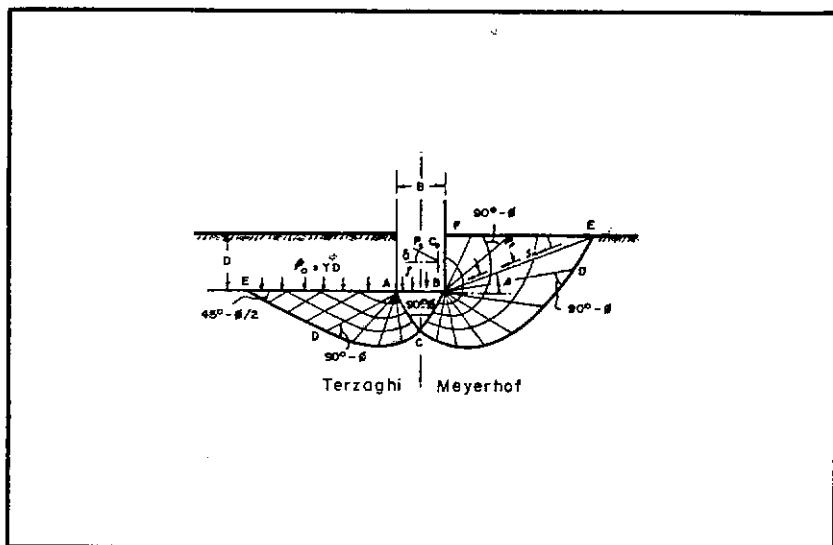
(Fonte: Thornburn et al., 1981, apud Toolan e Fox, 1977)

	TIPO DO SOLO	VALORES DE Nk
1	Argilas altamente sensíveis, normalmente adensadas	$6 \leq Nk \leq 8$
2	Argilas de baixa sensibilidade, normalmente adensadas	$10 \leq Nk \leq 15$
3	Argilas muito adensadas	$15 \leq Nk \leq 30$

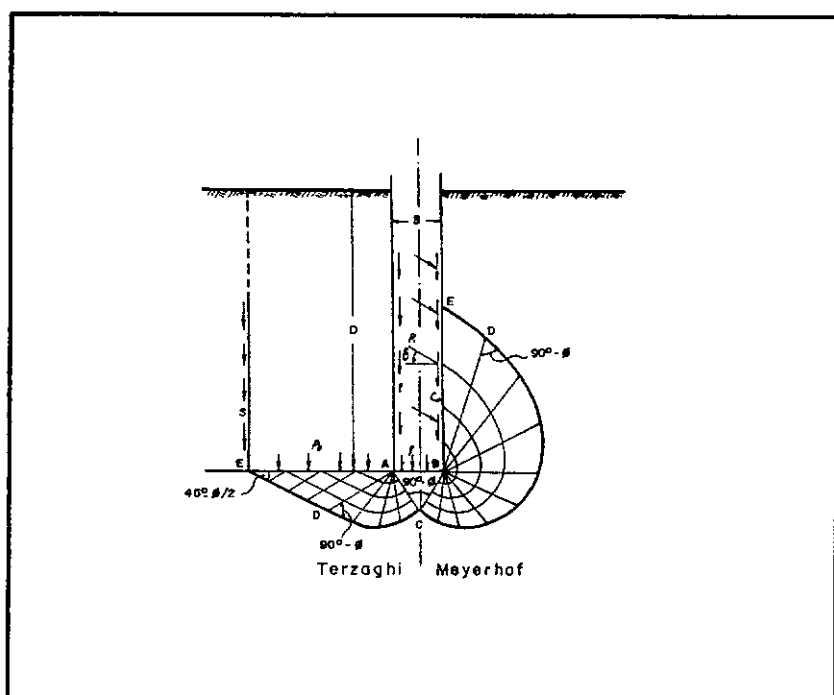
TABELA 4.4

FATORES DE CONE OBTIDOS PARA ARGILAS SENSÍVEIS CANADENSES  
(Fonte: Roy e outros, 1974)

LOCAL	IP (%)	SENSIBILIDADE (PALHETA LAB.)	Nk
Saint Louis	23	50	5,53
Saint Alban	22	16	5,60
Côteau Landing	34	17	5,82
Saint-Jean-Vianney	8	—	4,54



(a) Fundação Superficial



(b) Fundação Profunda

FIG. 4.1- MODELOS DE RUPTURA.

( FONTE: MEYERHOF, 1951)

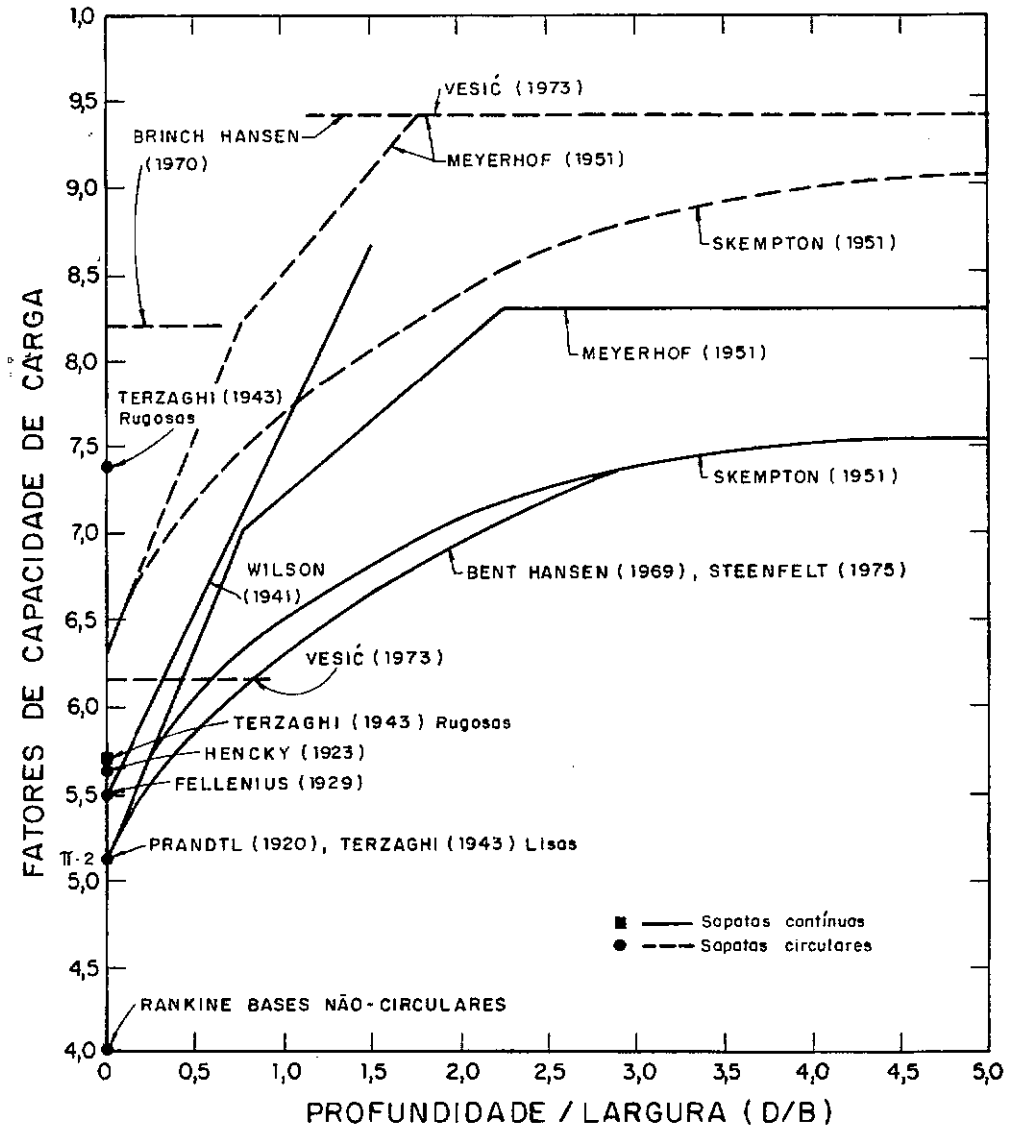


FIG. 4.2 - RESUMO DE FATORES DE CAPACIDADE DE CARGAS .

( FONTE: SCHWAB, 1976 )

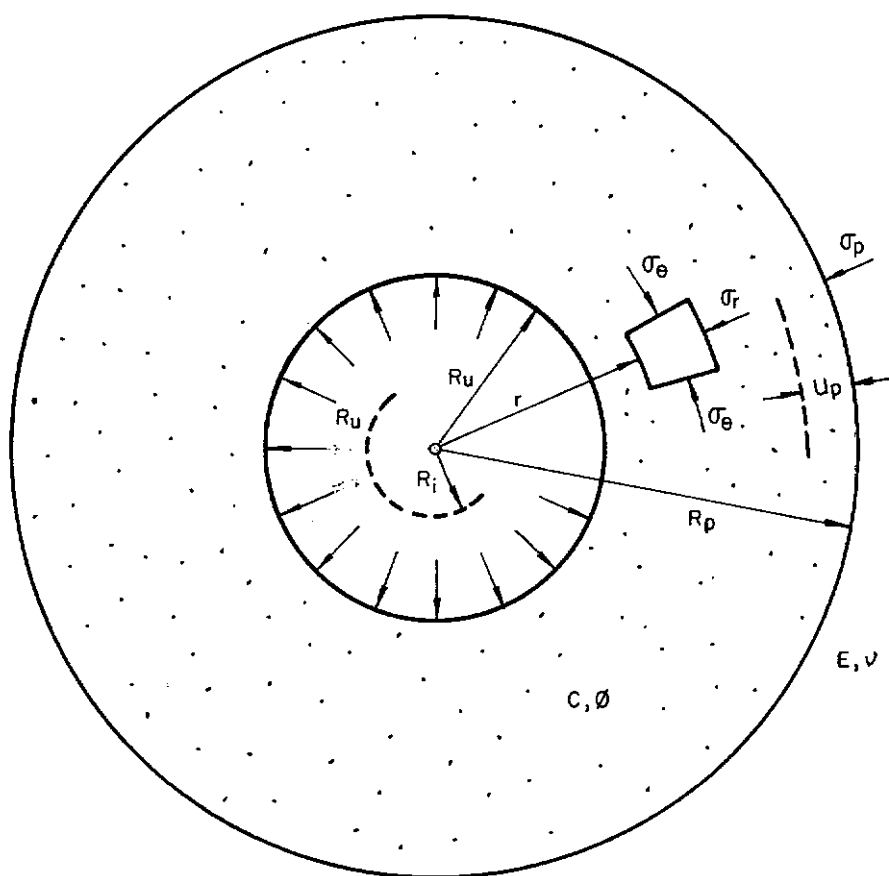


FIG. 4.3 - EXPANSÃO DE UMA CAVIDADE .

( FONTE : VESIC, 1972 )

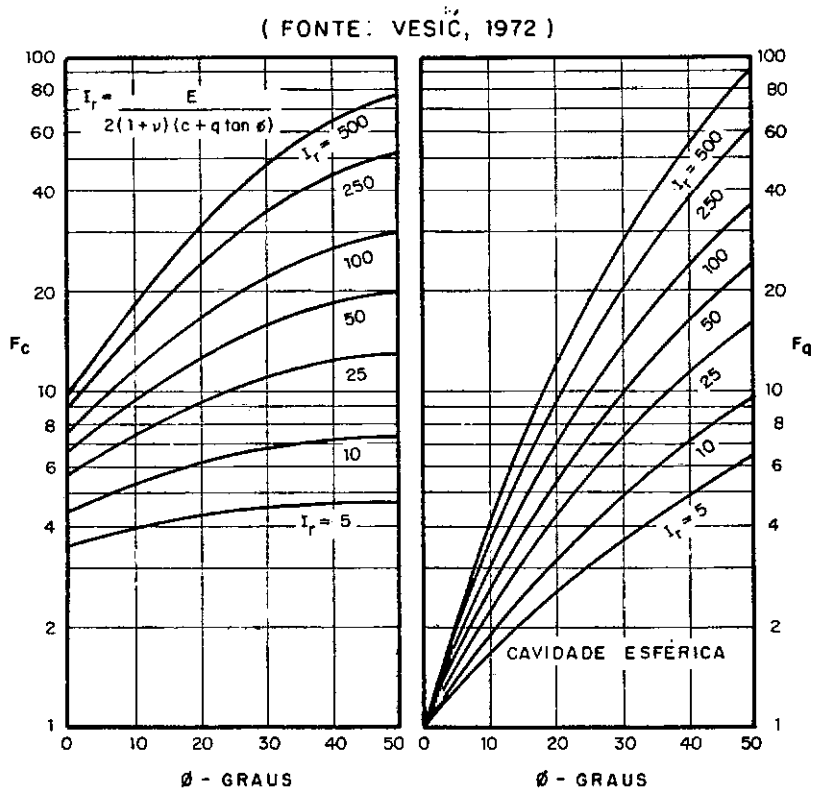


FIG. 4.4a - FATORES DE EXPANSÃO DE CAVIDADES ESFÉRICAS.

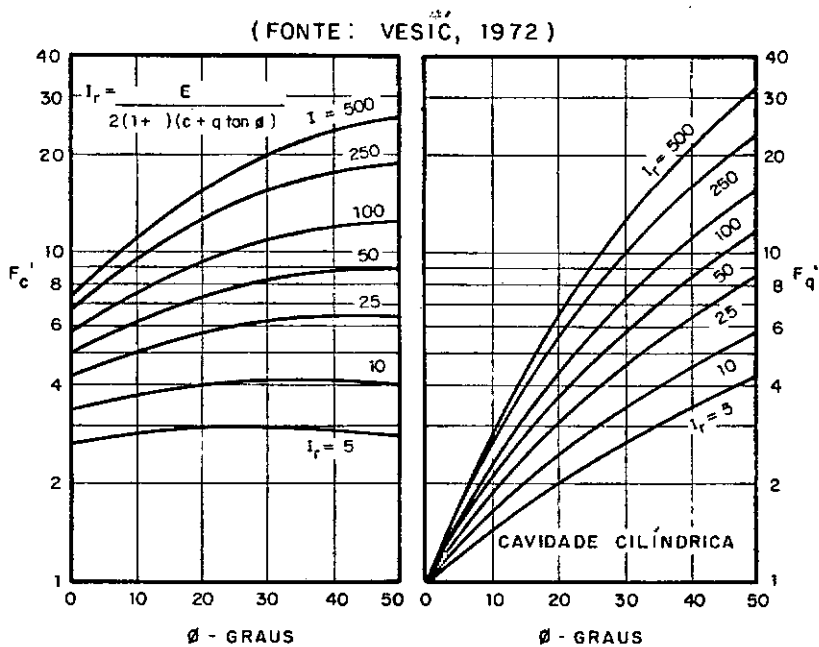


FIG. 4.4b - FATORES DE EXPANSÃO DE CAVIDADES CILÍNDRICAS.

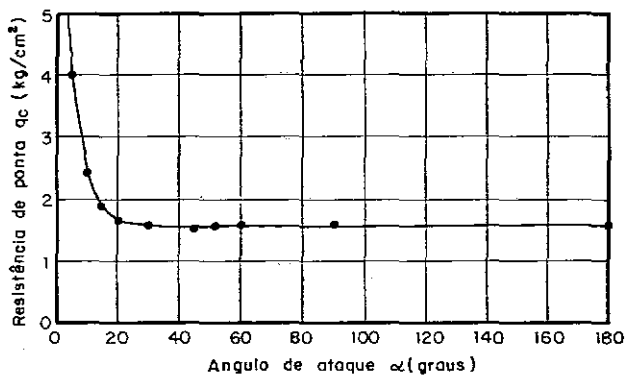


FIG. 4.5 - RELAÇÃO ENTRE " $q_c$ " e ÂNGULO DE ATAQUE  $A=6,45 \text{ cm}^2$  ( ARGILA RECONSOLIDADA ).

( FONTE: MUROMACHI, 1974 )

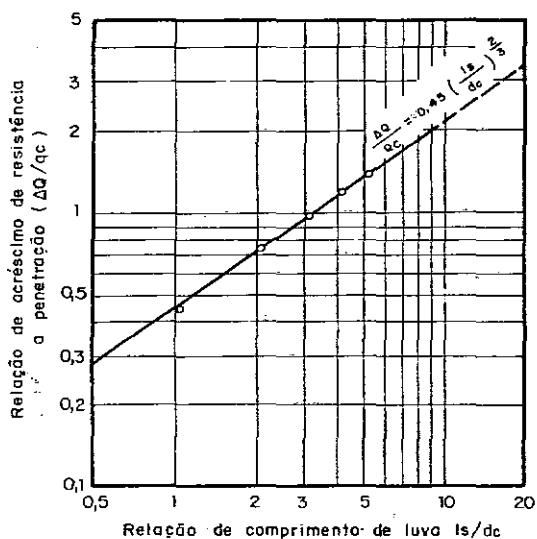


FIG. 4.7 - COMPARAÇÃO ENTRE A RELAÇÃO DE COMPRIMENTO DA LUVA DE ATRITO E A RELAÇÃO DE ACRÉSCIMO DE RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO.

( FONTE: MUROMACHI, 1974 )



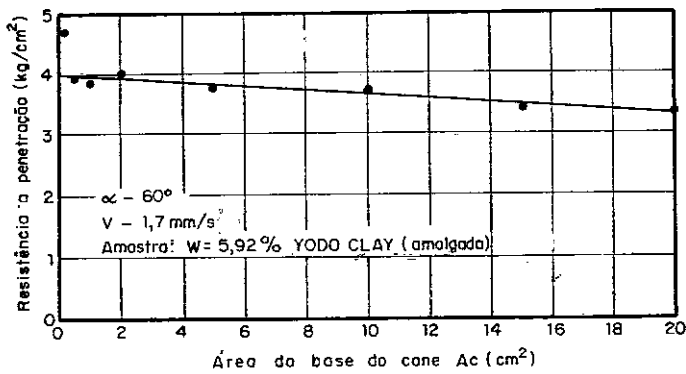


FIG. 4.6 - INFLUÊNCIA DAS DIMENSÕES DA BASE.

( FONTE: MUROMACHI, 1974 )

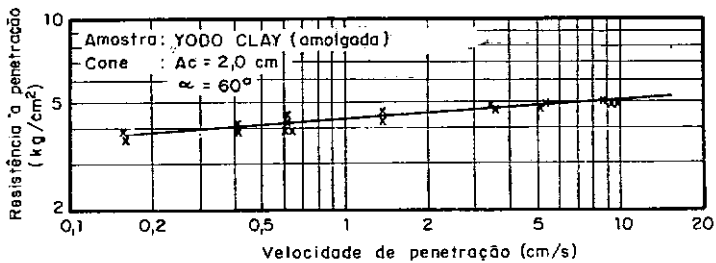


FIG. 4.8 - INFLUÊNCIA DA VELOCIDADE DE PENETRAÇÃO.

( FONTE: MUROMACHI, 1974 )

## CAPÍTULO 5

### EQUIPAMENTO UTILIZADO

#### 5.1 INTRODUÇÃO

A baixa capacidade de suporte da Argila Cinza Mole da Baixada Fluminense (v. capítulo 2), implicou na necessidade de se dispor de um equipamento de sondagem de grande sensibilidade e razoável facilidade de manuseio. Não havendo à disposição, na época do início do trabalho, um equipamento para ensaio de penetração de cone que satisfizesse a estes requisitos, foi projetada e construída uma ponteira cônica de alta sensibilidade, adaptável a um equipamento leve de sondagem, do tipo "Diep sondering". Com isso foram atendidas as duas condições básicas acima referidas.

Neste capítulo é feita uma descrição detalhada daquele aparelho e de seus procedimentos de montagem e calibração.

#### 5.2 DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO

##### 5.2.1 A Ponteira

A parte mais importante do equipamento utilizado nesta pesquisa, consiste de uma ponteira cônica com sensibilidade para registrar resistências de ponta em ensaios contínuos de penetração, em solos de capacidade de suporte muito baixa, isto é, entre 0,0 e 5,0 kgf/cm<sup>2</sup> (500 kPa). (figura 5.1).

Esta ponteira compõe-se, em princípio, de três partes que podem ser, assim descritas: a ponteira cônica de ata

que recebe a reação do solo, a câmara de líquido confinado que transforma aquela reação em pressão hidrostática e por último, o transdutor de pressão que compreende o sinal e o transmite ao registrador, na superfície do terreno. Como foi concebida como ferramenta de pesquisas, esta ponteira foi projetada para permitir a fácil substituição da ponteira de ataque normal (ângulo de  $60^{\circ}$ ), por outras com ângulos de  $30^{\circ}$ ,  $90^{\circ}$  ou  $180^{\circ}$  de modo a permitir também, o estudo da influência deste ângulo de ataque na resistência à penetração dos solos.

A figura 5.1 apresenta, em verdadeira grandeza, um corte longitudinal da ponteira que é torneada em aço inoxidável e composta das seguintes partes:

- 1) Êmbolo;
- 2) Alojamento do êmbolo;
- 3) Anel fixador da membrana;
- 4) Tampa da câmara de líquido confinado;
- 5) Luva protetora do transdutor;
- 6) "Nipple" adaptador, para conexão com as hastes;
- 7) Plugue de retenção do cabo e vedação;
- 8) Ponteira de ataque.

São partes complementares de montagem e vedação:

- 9) Membrana flexível de aço de 0,0127 mm de espessura;
- 10) Anéis ("O-rings") de neoprene;
- 11) Anel de vedação de borracha de látex;
- 12) Parafusos de fixação.

São elementos sensores de pressão e transmissão de sinal:

- 13) Transdutor de pressão marca Bell-Howell de 1.000 psi ou  $70,0 \text{ kgf/cm}^2$  (7.000 kPa) de capacidade nominal;
- 14) Cabo elétrico flexível de quatro polos, com capa de proteção.

As figuras 5.2, 5.3 e 5.4 apresentam o detalhamento da figura anterior, com indicações que procuram ilustrar o procedimento de montagem da ponteira.

#### 5.2.2 Equipamento de Leitura:

Um Indicador de Deformações marca Vishay, foi usado em todas as etapas do trabalho (montagem, calibração e ensaios de campo). Além disso, a título de comparação, foi testado em alguns ensaios, um oscilógrafo de três canais, marca ECB, de propriedade da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-RJ).

#### 5.2.3 Equipamento de Cravação

Na execução dos ensaios de campo, foi empregado um equipamento manual de cravação de hastes do tipo "Diepsondering", de 2.500 kgf (25 kN), ao qual foram feitas algumas adaptações de modo que pudesse o mesmo ajustar-se à nova ponteira. Estas adaptações foram concernentes, principalmente, às conexões entre hastes e máquina de sondagem.

### 5.3 PROCEDIMENTO DE MONTAGEM

A montagem desta ponteira cônica de alta sensibilidade é feita em cinco etapas, como se descreve a seguir:

#### a) Montagem do "Conjunto A"

a.1) O êmbolo (1), é acomodado em seu alojamento (2), de modo a poder deslocar-se praticamente sem atrito no sentido longitudinal. O movimento giratório do mesmo é impedido através de um pequeno pino livre (16), encaixado ao mesmo tempo, no êmbolo e no fundo do seu alojamento.

a.2) Uma membrana flexível de aço (9), de 0,0127 mm de espessura (membrana de piezômetro pneumático), previamente perfurada nos pontos em que deve ser atravessada pelos 6 (seis) parafusos de fixação (12), é colocada de modo a manter-se perfeitamente esticada, sobre a superfície exposta (mesa) do êmbolo.

a.3) O anel de fixação da membrana (3) é então ajustado, gradativamente, através de três dos parafusos de fixação que sendo mais curtos, são chamados de "parafusos de fixação do anel" de modo que ao fim da operação, a membrana se encontre perfeitamente fixa e esticada.

#### b) Montagem do "Conjunto B"

b.1) O transdutor de pressão (13), é atarrachado à tampa da câmara de líquido confinado (4), com firmeza, para que fique assegurada a estanqueidade da mesma.

c) Montagem da câmara de líquido confinado:

c.1) Toma-se uma cuba de bom tamanho com água destilada e desaerada, aquecida até, aproximadamente, a temperatura de 45°C.

c.2) Submergem-se, cuidadosamente, os conjuntos "A" e "B" na cuba com água (já desaerada e aquecida), para que a água preencha, completamente, todas as frestas e orifícios dos dois conjuntos. É importante que fique assegurada a inexistência de bolhas de ar nas partes que vão compor a câmara de líquido confinado.

c.3) Justapõe-se os conjuntos "A" e "B" sob a água, unindo-os através dos três parafusos mais longos que são chamados de "parafusos de fixação da câmara". Estes parafusos são ajustados gradativamente até que a câmara esteja perfeitamente fechada e vedada. Durante esta operação, a pressão dentro da câmara deve ser continuamente monitorada afim de que não seja permitida a ultrapassagem da capacidade nominal do transdutor de pressão.

d) Montagem Complementar - Conjunto "C"

d.1) A luva de proteção do transdutor (5), é rosqueada na tampa da câmara de líquido confinado (4) sendo, em seguida, preenchida com material isolante térmico (lã de vidro).

d.2) O "nipple" adaptador para conexão com as hastes (6), é rosqueado na luva protetora do transdutor de pressão (5).

d.3) O plugue de retenção do cabo e de vedação (7) que comprime diversas anilhas de borracha em seu alojamento, é atarrachado firmemente no "nipple" adaptador (6). Usa-se bor

racha de silicone para garantir e complementar a vedação do conjunto.

e) Montagem da Ponteira de Ataque

e.1) A ponteira de ataque (8), selecionada para o ensaio ou campanha de calibração, é rosqueada na extremidade inferior do êmbolo (1) até que encoste em seu batente.

e.2) A fresta, que garante curso livre ao êmbolo (10), é protegida contra a entrada do solo, por uma junta de vedação (11) composta por uma membrana de látex de 0,3 mm de espessura, colada com borracha de silicone nas duas faces, formando um anel de 4,0 mm de largura, como mostra o esquema da figura 5.5.

#### 5.4 FUNCIONAMENTO DA PONTEIRA

Como se pode inferir dos croquis apresentados nas figuras 5.1, 5.2 e 5.3, o funcionamento da ponteira é baseado em um princípio bastante simples: a ponteira de ataque (8), sofre a reação do solo a qual é transmitida por um êmbolo (1), a um líquido confinado (água destilada e desaerada, no caso) o qual, por sua vez, encarrega-se de transmiti-la ao transdutor de pressão. O sinal captado pelo transdutor é transmitido à superfície por um cabo elétrico de quatro polos e captado por um indicador de deformações, sendo então registrado.

Entretanto o sistema de câmara de líquido confinado, utilizado neste projeto tem a desvantagem de tornar o equipamento bastante vulnerável em relação à variação de temperatura. Assim, havendo uma variação de temperatura no líquido confina-

do tem-se como consequência, uma variação na pressão dentro da câmara, mesmo não ocorrendo compressão na ponteira de ataque.

A influência da variação da temperatura foi quantificada em laboratório mantendo-se a ponteira em repouso e impondo-se ao meio em que a mesma estava imersa, uma variação de temperatura conhecida. Para um acréscimo de  $10^{\circ}\text{C}$  (entre  $26^{\circ}$  e  $36^{\circ}\text{C}$ ) obteve-se, em várias medidas, uma variação média de, aproximadamente, 285 divisões da escala de leituras do "strain indicator", por grau de temperatura ou, então,

$$285 \text{ div}/^{\circ}\text{C} \times 0,00775 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}/\text{div} = 2,2088 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}/^{\circ}\text{C} \text{ (216,6 kPa}/^{\circ}\text{C)},$$

em termos de pressão na câmara de líquido confinado ou ainda,

$$2,2088 \text{ kgf/cm}^2 \times 3,2685 \text{ cm}^2/10 \text{ cm}^2 = 0,7219 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}/^{\circ}\text{C} \text{ (70,0 kPa}/^{\circ}\text{C)},$$

em termos de capacidade de carga na ponteira, considerando-se a relação entre as áreas do êmbolo e da base da ponteira.

O efeito da variação de temperatura sobre o transdutor de pressão foi desprezado dentro dos níveis de temperatura e pressão deste trabalho, devido ao sistema bastante eficiente de compensação de variações de temperatura do qual o mesmo era dotado. Foi possível constatar que muito antes de iniciar-se o processo de equalização entre as temperaturas interna da câmara e externa, a compensação interna do transdutor já se havia completado.

Ao completar-se a montagem da ponteira, era verificada a permanência de uma pressão residual no interior da câmara de líquido confinado a qual tendia a estabilizar-se, rapidamente, em virtude da equalização das temperaturas interna



da câmara e externa. Esta pressão denominada: "pressão inicial estabilizada ou pressão básica", corresponderia ao "zero" de cada série de medidas.

## 5.5 CALIBRAÇÃO DA PONTEIRA À TEMPERATURA CONSTANTE

### 5.5.1 Procedimento de Calibração

Foram executados 68 ciclos de calibração, para várias montagens com o mesmo tipo de junta de vedação (figura 5.5), sendo que destes 23 ciclos foram do tipo "direto", isto é, cargas padronizadas adicionadas em uma mesma sequência até a maior carga, com descarga imediatamente a seguir, na sequência inversa: 0,00; 1,25; 2,50; 5,00; 10,00; 20,00; 30,00; 40,00; 50,00; 60,00; 70,00; 80,00; 90,00; 100,00; 110,00 e 120,00 kgf (0,0 a 1176,7 N). Os 45 ciclos restantes foram do tipo "alternado" nos quais eram alternadas cargas e descargas em uma sequência padrão, a partir de 0,00 kgf até um máximo de 100,00 kgf (980,6 N) e retornando ao estado inicial, percorrendo o caminho inverso (0,00; 1,25; 2,50; 1,25; 5,00; 2,50; 10,00; 5,00; 20,00; 10,00; 30,00; 20,00; 40,00; 20,00; 60,00; 40,00; 80,00; 50,00 e 100,00 kgf).

Os ciclos de calibração acima descritos, foram executados em um pendural de cargas de um equipamento para ensaios triaxiais de carga controlada, em cujo eixo de carregamento centrou-se a ponteira, com auxílio de uma cabeça de apoio (15), (figura 5.4). A temperatura da ponteira foi controlada, mantendo-se a mesma imersa em uma cuba com água durante toda a campanha de calibração. Desta forma, conquanto a temperatura

da água não se mantivesse absolutamente estável ao longo do dia, devido às precárias condições de controle de temperatura ambiente do laboratório de solos da COPPE, podia a mesma ser, facilmente, medida no início e fim de cada ciclo, permitindo que fossem feitas, posteriormente, as correções porventura necessárias.

#### 5.5.2 Definição da Curva de Calibração

Os gráficos resultantes dos ciclos de calibração executados mostraram, claramente, que a ponteira comportava-se de modo diferente diante de diferentes níveis de carregamento. Assim, identificou-se em sua trajetória de carregamento, três trechos aproximadamente lineares, correspondendo às faixas: 0,00 a 5,00 kgf (49,0 N), 5,00 a 50,00 kgf (49,0 N a 490,3 N) e acima de 50,00 kgf (490,3 N).

Para confirmar este comportamento, calculou-se a média para cada estágio de carga de todos os ciclos, separando-se os ciclos "diretos" dos "alternados", obtendo-se os gráficos apresentados nas figuras 5.6 e 5.7, traçados com cargas nas abcissas (kgf e N) e resposta do transdutor de pressão x área do êmbolo (kgf e N), nas ordenadas. Em seguida, calculou-se a razão de aproveitamento da carga aplicada, dividindo-se resposta do transdutor (ordenadas), pela carga aplicada (abcissas), traçando-se o resultado, em % (porcentagem), contra carga, como mostram as figuras 5.8 e 5.9. Este procedimento confirmou a existência, atribuída às características mecânicas inerentes ao projeto da ponteira, de uma faixa de carregamento com aproveitamento de, aproximadamente, 20% da car-

ga aplicada, entre 0,00 e 5,00 kgf (49,0 N); de uma segunda faixa em que este aproveitamento cresce, mais ou menos linearmente com o acréscimo de carga e, por último, de uma faixa, para cargas maiores que 50,00 kgf (490,3 N), em que o aproveitamento de carga aplicada, mantém-se aproximadamente constante e em torno de 50%.

### 5.5.3 Cálculo da Curva de Calibração para Registros Feitos com o "Indicador de Deformações Vishay"

#### a) Média

Os resultados do cálculo dos valores médios das leituras para cada estágio de carga, bem como dos desvios padrões e coeficientes de variação de todos os ciclos, utilizando-se o programa  $\Sigma$ BSTAT - STAT I - HP41-C (programa  $\Sigma$ BSTAT do módulo programado STAT I da calculadora HP41-C), são apresentados na tabela 5.1.

A figura 5.10 que materializa os resultados da tabela 5.1 evidencia, nitidamente, no desenvolvimento da curva dos pontos médios, a existência dos três trechos anteriormente citados:

1. 0,00 a 5,00 kgf (49,0 N)
2. 10,00 a 50,00 kgf (98,1 a 490,3 N)
3. 60,00 a 120,00 kgf (588,4 a 1176, N)

A figura 5.11 apresenta o gráfico  $V_y$  vs. Carga, em que se pode novamente confirmar o comportamento acima descrito. O Coeficiente de Variação ( $V_y$ ), representa o desvio porcentual ou seja, a razão (em porcentagem) entre o Desvio

Padrão ( $S_y$ ) e os valores médios ( $\bar{Y}$ ) dos pontos em cada estágio de carga considerado.

#### b) Regressões Lineares

Adotando um critério baseado no acima exposto calculou-se, em três trechos, retas de regressão utilizando-se para isso todos os pontos (1.583 pontos) obtidos nos 68 ciclos de calibração diretos e alternados, correspondentes a várias montagens da ponteira de ataque, esperando-se assim estar cobrindo, amplamente, todas as variações de comportamento decorrentes dos procedimentos de montagem e calibração. Estas regressões lineares foram calculadas através do programa: XLIN - STAT I - HP41-C.

Em seguida, foi calculado para cada um dos trechos retos obtidos como acima, o Erro Padrão da Estimativa ( $S_{y.x}$ )<sub>t</sub> bem como o Desvio Porcentual em Relação à Estimativa (DPE)<sub>t</sub>, (tabela 5.2).

Cabe observar que os valores constantes da coluna  $S_{y.x}$  (AUX) da tabela 5.2, calculados para cada estágio, não são definidos, servindo apenas como valores intermediários no cálculo de " $S_{y.x}$ ".

O gráfico da figura 5.10 procura mostrar a razoável concordância entre a curva definida pelos valores médios de cada estágio de carga e a "Curva" obtida através do Método dos Mínimos Quadrados. Além disso, confrontam-se também no mesmo gráfico, os valores de  $2 S_y$  e  $2 S_{y.x}$  (faixa de 95% de segurança, para ambos os parâmetros).

Na figura 5.11 apresentam-se também os gráficos dos valores do Desvio Porcentual em Relação à Estimativa para ca-

da estágio de carregamento ( $DPE_{(x)}$ ) bem como dos calculados para cada trecho da curva de calibração, plotados contra valores de carga.

#### 5.5.4 Curva de Calibração para Registros Feitos com o "Os cilógrafo ECB"

Esta campanha de calibração consistiu de sete ciclos "alternados" de carregamento sendo observados os mesmos métodos e critérios já descritos.

##### a) Média

Os resultados dos cálculos dos valores médios das leituras (em mV), para cada estágio de carregamento bem como dos desvios padrões e coeficientes de variação de todos os ciclos, feitos através do programa  $\Sigma$ BSTAT - STAT I - HP41-C, são resumidos na tabela 5.3.

##### b) Regressões Lineares

A curva de calibração da ponteira foi obtida por regressão linear em três trechos para os quais foram selecionados conjuntos de pontos nos ciclos de calibração, de acordo com os critérios descritos anteriormente. Os cálculos foram feitos utilizando-se o programa  $\Sigma$ LIN - STAT I - HP41-C. A seguir, foram calculados para cada estágio de carregamento e dentro dos trechos retos definidos como exposto acima, o Erro Padrão das Estimativas  $(Sy.x)_t$  bem como o Desvio Percentual em Relação as Estimativas  $(DPE)_t$ . Os resultados destes cálculos estão resumidos na tabela 5.4 e traçados na figura 5.12.

#### 5.5.5 Considerações à Respeito do Comportamento do Sistema de Transmissão de Pressão do Solo para o Transdutor

A análise dos dados da campanha de calibração mostrou que a ponteira comportava-se de maneira diferente em função do nível de carregamento a que estivesse sujeita. Assim em um primeiro estágio, entre 0,0 e 5,0 kgf (49,0 N) ela apresentava um "aproveitamento" em torno de 20% da carga aplicada; em um segundo estágio (de 5,0 a 50,0 kgf ou 49,0 a 490,3 N) este aproveitamento crescia de forma mais ou menos linear e finalmente, para cargas maiores que 50,0 kgf (490,3 N), este aproveitamento tornava-se constante com valores em torno de 50%.

Este comportamento poderia então em linhas gerais, ser explicado da seguinte forma: o baixo "aproveitamento" no primeiro estágio seria causado, provavelmente, pela absorção de carga pelo anel de vedação da fresta da ponteira e compressão do ar presente dentro da câmara de líquido confinado; em seguida, no segundo estágio, o "aproveitamento" cresceria enquanto durasse a deformação e acomodação dos "O-rings" aplicados na vedação da câmara que se dava progressivamente até que as partes metálicas da mesma estivessem perfeitamente unidas; a partir deste ponto, já no terceiro estágio, passariam a haver apenas perdas de carga aproximadamente constantes como as devidas ao atrito do êmbolo em seu alojamento, à absorção de carga pela membrana de aço e pelo anel de vedação da ponteira, passando então o "aproveitamento" de carga a ter um valor constante em torno de 50%.

### 5.5.6 Observações sobre Alguns Parâmetros Utilizados nos Cálculos Estatísticos

De acordo com Spiegel (1971) pode-se observar o seguinte:

1. Se o Coeficiente de Correlação, definido por:

$$R = \frac{\sum (Y_{est} - \bar{Y})^2}{\sum (Y - \bar{Y})^2}, \quad (21)$$

conduzir a um valor próximo de 1 (um), quando for adotada uma equação linear, isto significa que o ajuste considerado é bom pois, o coeficiente de correlação (R), mede a excelência do ajustamento aos dados da equação considerada.

2. O Erro Padrão de uma Estimativa definido pela expressão:

$$S_{y.x} = \frac{\sum (Y - Y_{est})^2}{N}, \quad (22)$$

representa a distância, na direção da variável dependente (Y), de duas retas paralelas à reta de regressão, para a qual se admite que para  $S_{y.x}$ ,  $2 S_{y.x}$  e  $3 S_{y.x}$  ter-se-ã, respectivamente, 68%, 95% e 99,5% dos pontos amostrais compreendidos entre as mesmas desde que N seja suficientemente grande. São válidas também para este parâmetro as mesmas propriedades que se definem para o Desvio Padrão, em relação à Média Amostral.

Define-se também, neste trabalho, o parâmetro "Desvio Porcentual em Relação à Estimativa", pela expressão:

$$DPE = \frac{\sum \frac{|(Y - Y_{est})|}{Y_{est}}}{N} \quad (23)$$

que representa em valor absoluto o desvio médio em porcentagem, dos pontos amostrais em relação à estimativa o que em outras palavras, pretende dar uma noção da dispersão dos pontos amostrais, em torno do ponto estimado.



TABELA 5.1

MÉDIAS, DESVIOS PADRÕES E COEFICIENTES DE VARIAÇÃO  
DE TODOS OS PONTOS (68 CICLOS)  
- INDICADOR DE DEFORMAÇÕES VISHAY

N <sub>EST</sub>	X	$\bar{Y}$	Sy	Vy	N <sub>PTOS</sub>
0	0,00	0,00			174
1	1,25	0,22	0,04	20,15	174
2	2,50	0,46	0,06	13,59	174
3	5,00	0,95	0,09	9,47	174
4	10,00	2,27	0,45	19,83	174
5	20,00	6,84	1,57	22,91	190
6	30,00	11,86	2,06	17,34	88
7	40,00	18,22	2,76	15,15	105
8	50,00	24,37	3,01	12,35	64
9	60,00	28,73	2,54	8,86	64
10	70,00	34,24	2,31	6,91	24
11	80,00	38,49	1,93	5,02	64
12	90,00	42,53	1,66	3,98	24
13	100,00	46,16	2,18	4,72	54
14	110,00	49,11	1,38	2,88	24
15	120,00	52,05	1,12	2,25	12

N<sub>EST</sub> - Número do estágio de carregamento

X - Carga aplicada (kgf)

$\bar{Y}$  - Resposta do transdutor - valor médio (kgf)

Sy - Desvio padrão de  $\bar{Y}$  em relação a X (kgf)

Vy - Coeficiente de variação,  $Vy = Sy/\bar{Y}$  (%)

N<sub>PTOS</sub> - Número de pontos por estágio

TABELA 5.2

REGRESSÕES LINEARES  
- INDICADOR DE DEFORMAÇÕES VISHAY

$N_{EST}$	X	$Y_{EST}$	$Sy.x$ (aux)	$DPE_{(X)}$	REGRESSÃO	$(Sy.x)_T (DPE)_T$
0	0,00	-0,01			$N_{PTOS} = 632$	
1	1,25	0,22	0,04	15,49	$a = 0,0144$	$(Sy.x)_A = 0,06$
2	2,50	0,46	0,06	10,08	$b = 0,1914$	$(DPE)_A = 10,08$
3	5,00	0,94	0,09	6,88	$R = 0,98$	
4	10,00	1,76	0,68	29,34	$N_{PTOS} = 621$	
5	20,00	7,22	1,61	18,04	$a = -3,7009$	$(Sy.x)_B = 1,97$
6	30,00	12,69	2,20	13,94	$b = 0,5462$	$(DPE)_B = 18,74$
7	40,00	18,15	2,75	11,70	$R = 0,97$	
8	50,00	23,61	3,10	11,66		
9	60,00	29,06	2,67	7,11	$N_{PTOS} = 266$	
10	70,00	33,66	2,39	6,11	$a = 5,2158$	$(Sy.x)_C = 2,23$
11	80,00	37,72	2,06	4,35	$b = 0,4063$	$(DPE)_C = 4,75$
12	90,00	41,79	1,82	3,53	$R = 0,96$	
13	100,00	45,85	2,18	3,62		
14	110,00	49,91	1,60	2,47		
15	120,00	53,97	2,22	3,56		

$N_{EST}$  - Número do estágio de carregamento

X - Carga aplicada (kgf)

$Y_{EST}$  - Estimativa (kgf)

$Sy.x(aux)$  - Valor intermediário p/cálculo de  $Sy.x$  (kgf)

$DPE_{(X)}$  - Desvio porcentual em relação à estimativa, em cada estágio (%)

$Sy.x$  - Erro padrão da estimativa (kgf)

DPE - Desvio porcentual em relação à estimativa por trecho (%)

TABELA 5.3

MÉDIAS, DESVIOS PADRÕES E COEFICIENTES DE VARIAÇÃO  
PARA TODOS OS CICLOS (7 CICLOS)  
- OSCILÓGRAFO ECB

$N_{EST}$	X	$\bar{Y}$	$S_y$	$V_y$	$N_{PTOS}$
0	0,00	0,00			
1	1,25	0,06	0,03	54,13	14
2	2,50	0,12	0,04	37,97	14
3	5,00	0,23	0,04	17,78	14
4	10,00	0,73	0,09	12,13	14
5	20,00	2,04	0,11	5,73	21
6	30,00	3,29	0,12	4,08	7
7	40,00	4,74	0,18	4,03	14
8	50,00	6,02	0,12	2,18	5
9	60,00	6,69	0,09	1,38	7
10	70,00				
11	80,00	8,36	0,53	6,83	7
12	90,00				
13	100,00	11,01	0,21	2,17	5

$N_{EST}$  - Número do estágio de carregamento

X - Carga aplicada (kgf)

$\bar{Y}$  - Resposta do transdutor - valor médio (mV)

$S_y$  - Desvio padrão de  $\bar{Y}$  em relação a X (mV)

$V_y$  - Coeficiente de variação -  $V_y = S_y/\bar{Y}$  (%)

$N_{PTOS}$  - Número de pontos por estágio

TABELA 5.4

REGRESSÕES LINEARES  
- OSCILÓGRAFO ECB

$N_{EST}$	X	$Y_{EST}$	$Sy.x$ (aux)	$DPE_{(X)}$	REGRESSÃO	$(Sy.x)_T$ $(DPE)_T$
0	0,00	0,00			N = 49	
1	1,25	0,06	0,03	42,85	a = 0,0023	$(Sy.x)_A = 0,04$
2	2,50	0,12	0,04	27,02	b = 0,0462	$(DPE)_A = 29,99$
3	5,00	0,23	0,04	14,09	R = 0,92	
4	10,00	0,71	0,09	10,06	N = 61	
5	20,00	2,04	0,11	4,31	a = 0,6170	$(Sy.x)_B = 0,13$
6	30,00	3,37	0,15	3,55	b = 0,1330	$(DPE)_B = 5,16$
7	40,00	4,70	0,19	3,58	R = 0,99	
8	50,00	6,03	0,12	1,67		
9	60,00	6,54	0,18	2,34	N = 19	
10	70,00	7,60			a = 0,1515	$(Sy.x)_C = 0,42$
11	80,00	8,66	0,61	4,52	b = 0,1064	$(DPE)_C = 3,05$
12	90,00	9,73			R = 0,97	
13	100,00	10,79	0,30	1,99		

$N_{EST}$  - Número do estágio de carregamento

X - Carga aplicada (kgf)

$Y_{EST}$  - Estimativa (mV)

$Sy.x$  (aux) - Valor intermediário p/cálculo de  $Sy.x$  (mV)

$DPE_{(X)}$  - Desvio porcentual da estimativa em cada estágio (%)

$Sy.x$  - Erro padrão da estimativa (mV)

DPE - Desvio porcentual da estimativa por trecho (%)

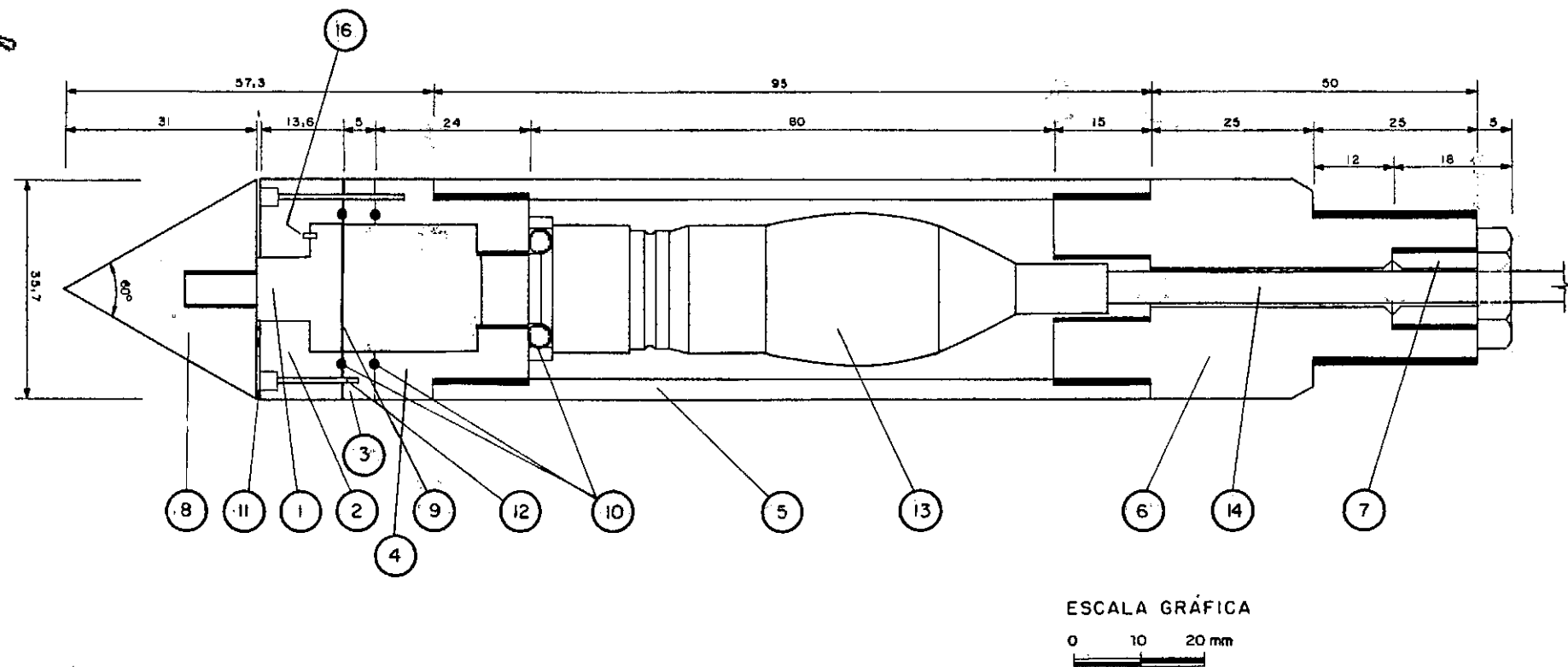


FIG. 5.1 - PONTEIRA CÔNICA PARA ENSAIOS DE PENETRAÇÃO EM SOLOS DE BAIXA CAPACIDADE DE CARGA.

FIG. 5.2- CONJUNTOS DE MONTAGEM.

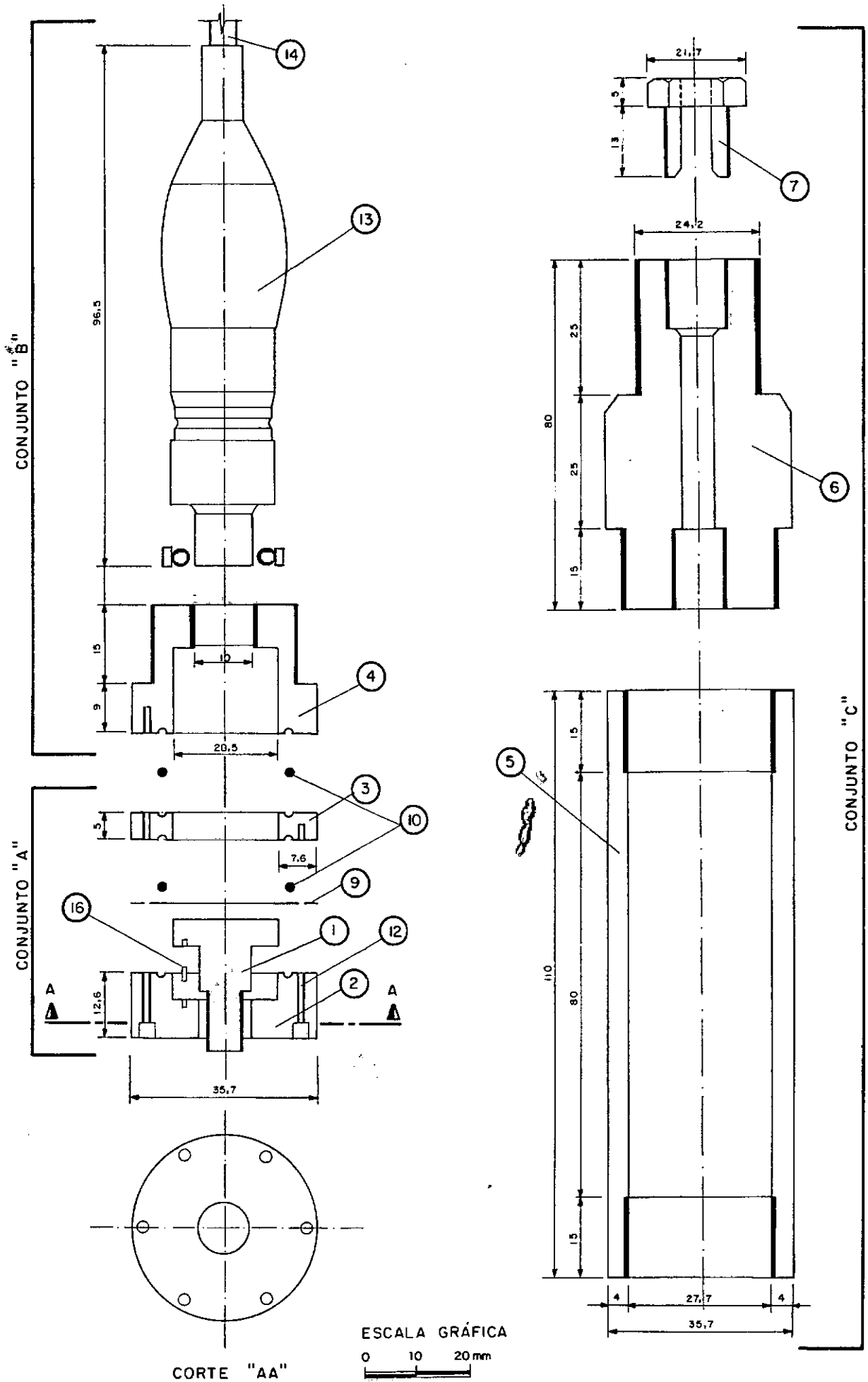


FIG. 5.3 - PONTEIRAS DE ATAQUE

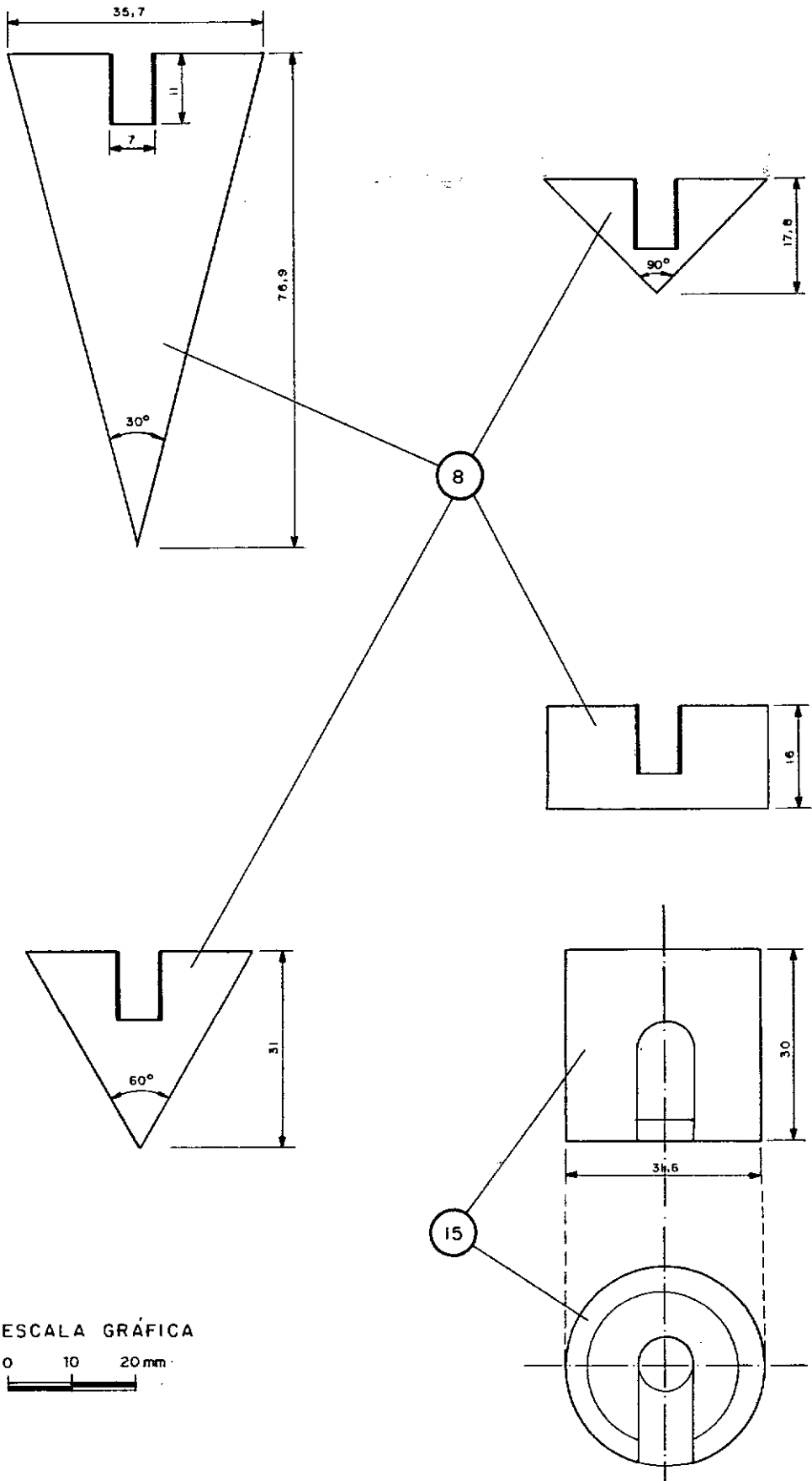


FIG. 5.4 - CABEÇA DE APOIO

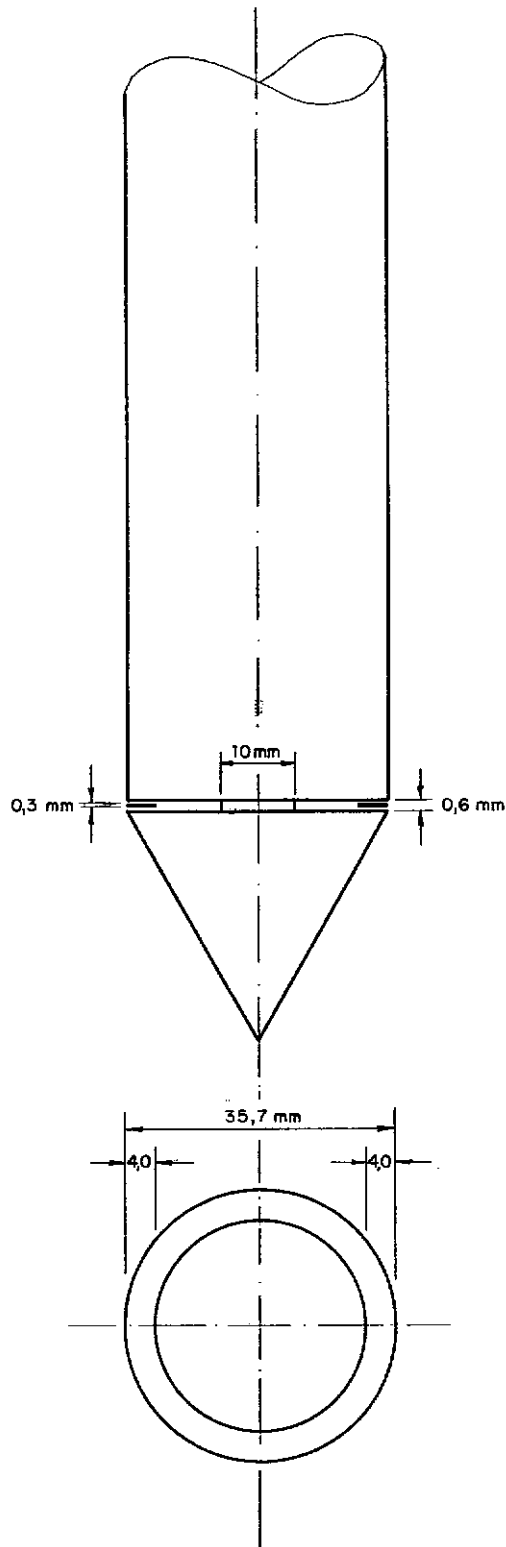


FIG. 5.5 - ANEL DE VEDAÇÃO DA PONTEIRA DE ATAQUE.



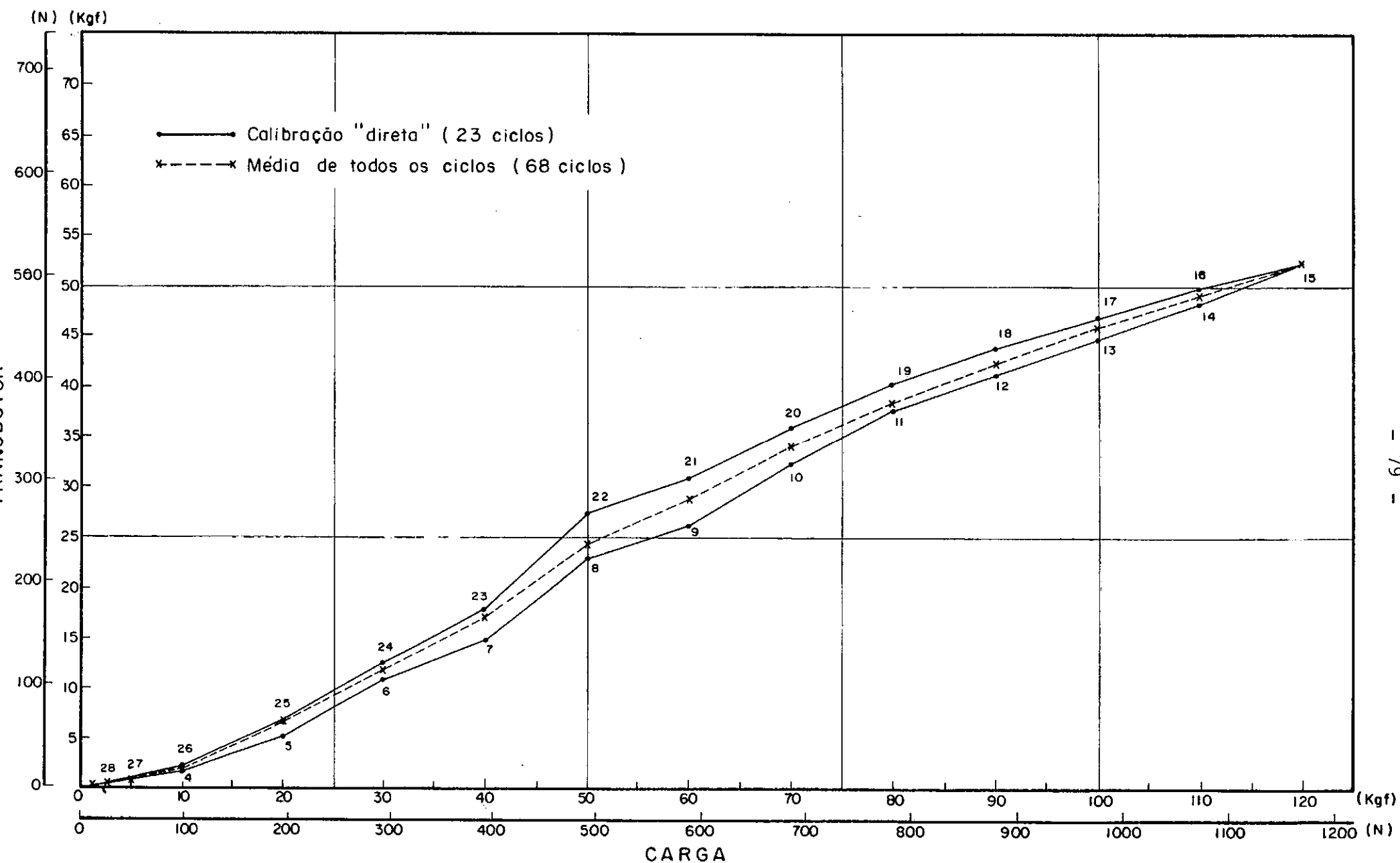


FIG. 5.6 - MÉDIA POR ESTÁGIO DE CARREGAMENTO DE TODOS OS CICLOS DE CALIBRAÇÃO "DIRETA" (23 CICLOS).

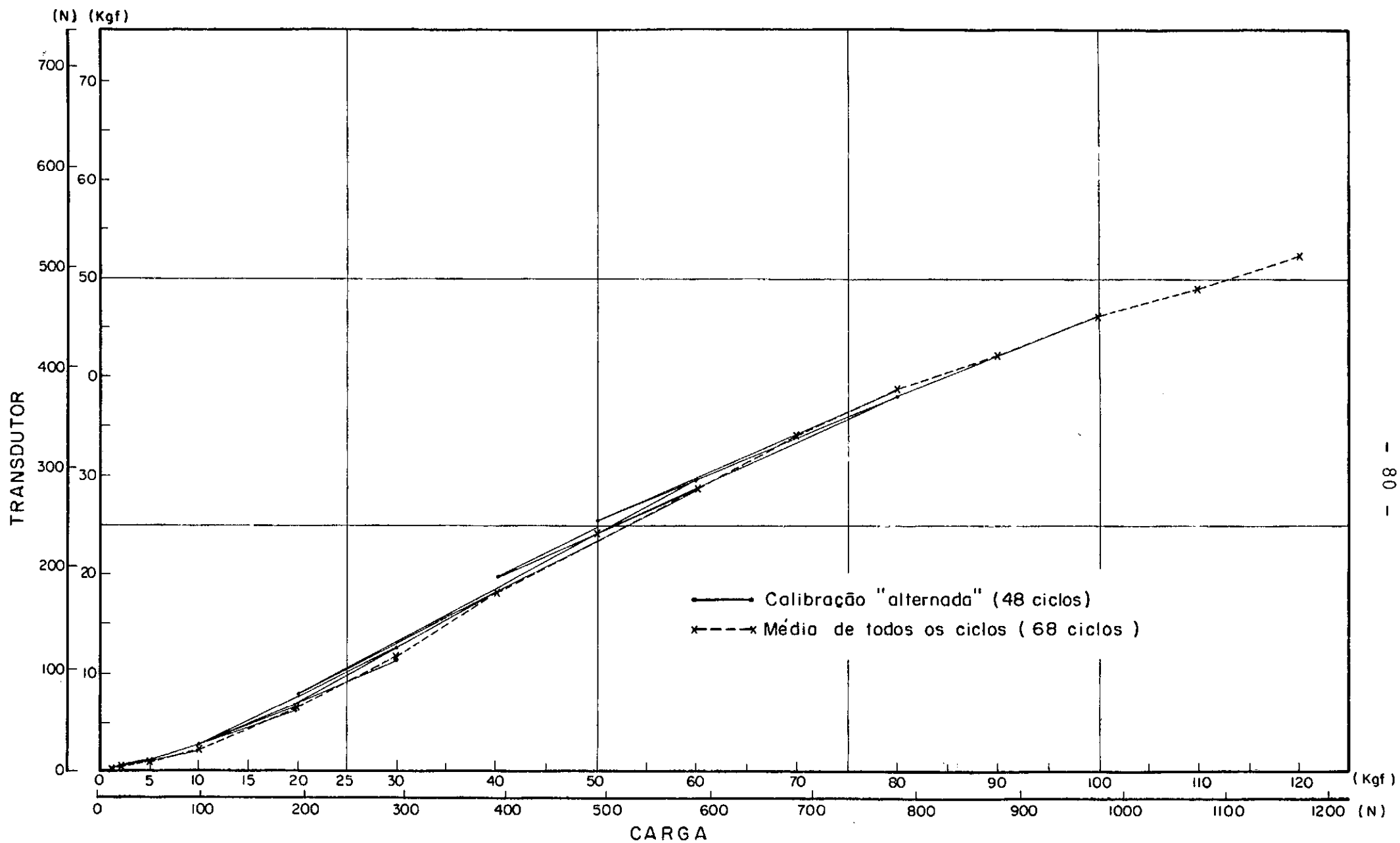


FIG. 5.7 - MÉDIA POR ESTÁGIO DE CARREGAMENTO DE TODOS OS CICLOS DE CALIBRAÇÃO "ALTERNADA" (48 CICLOS).

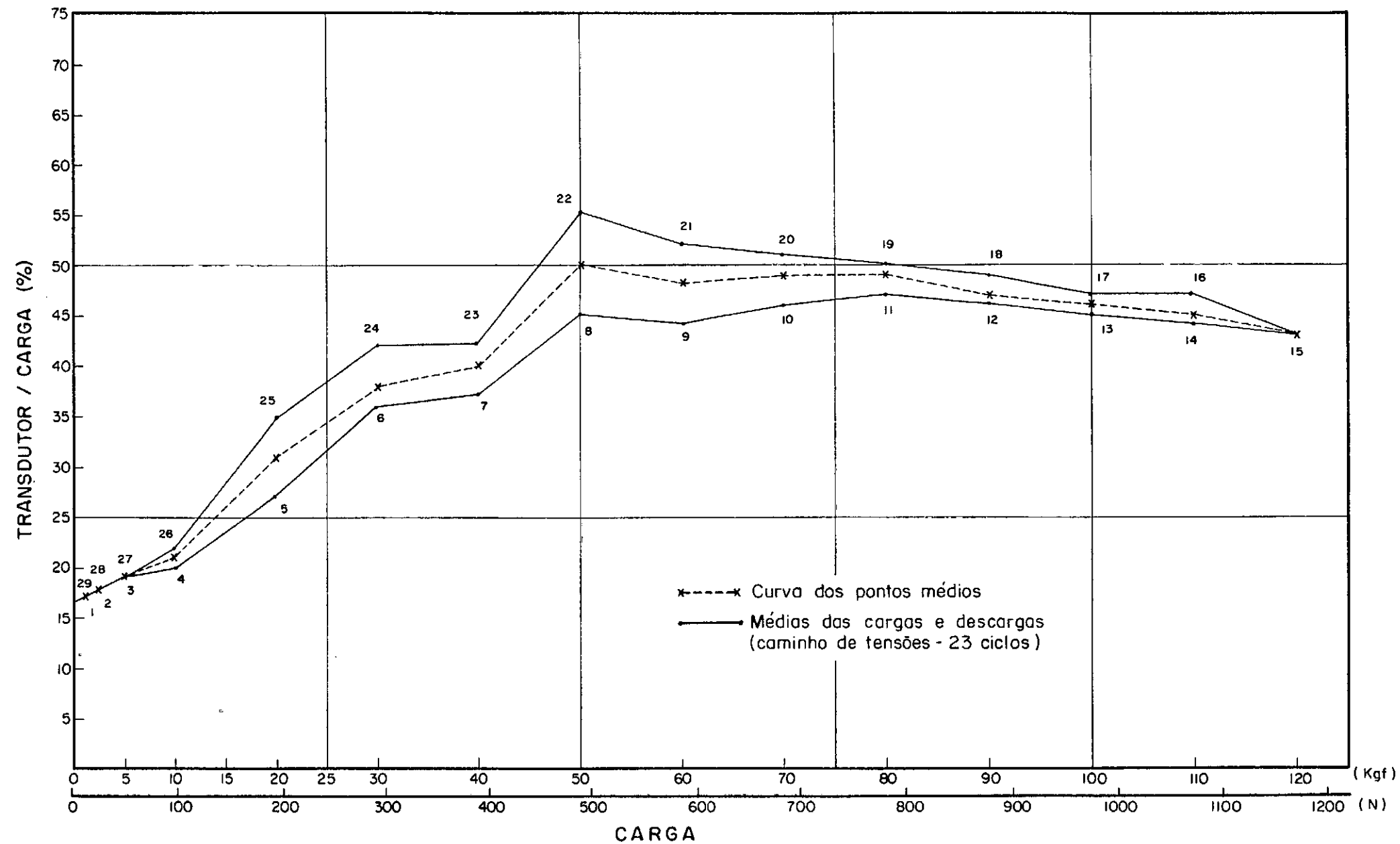


FIG. 5.8 - APROVEITAMENTO DA CARGA APLICADA - CARREGAMENTO "DIRETO" (23 CICLOS).

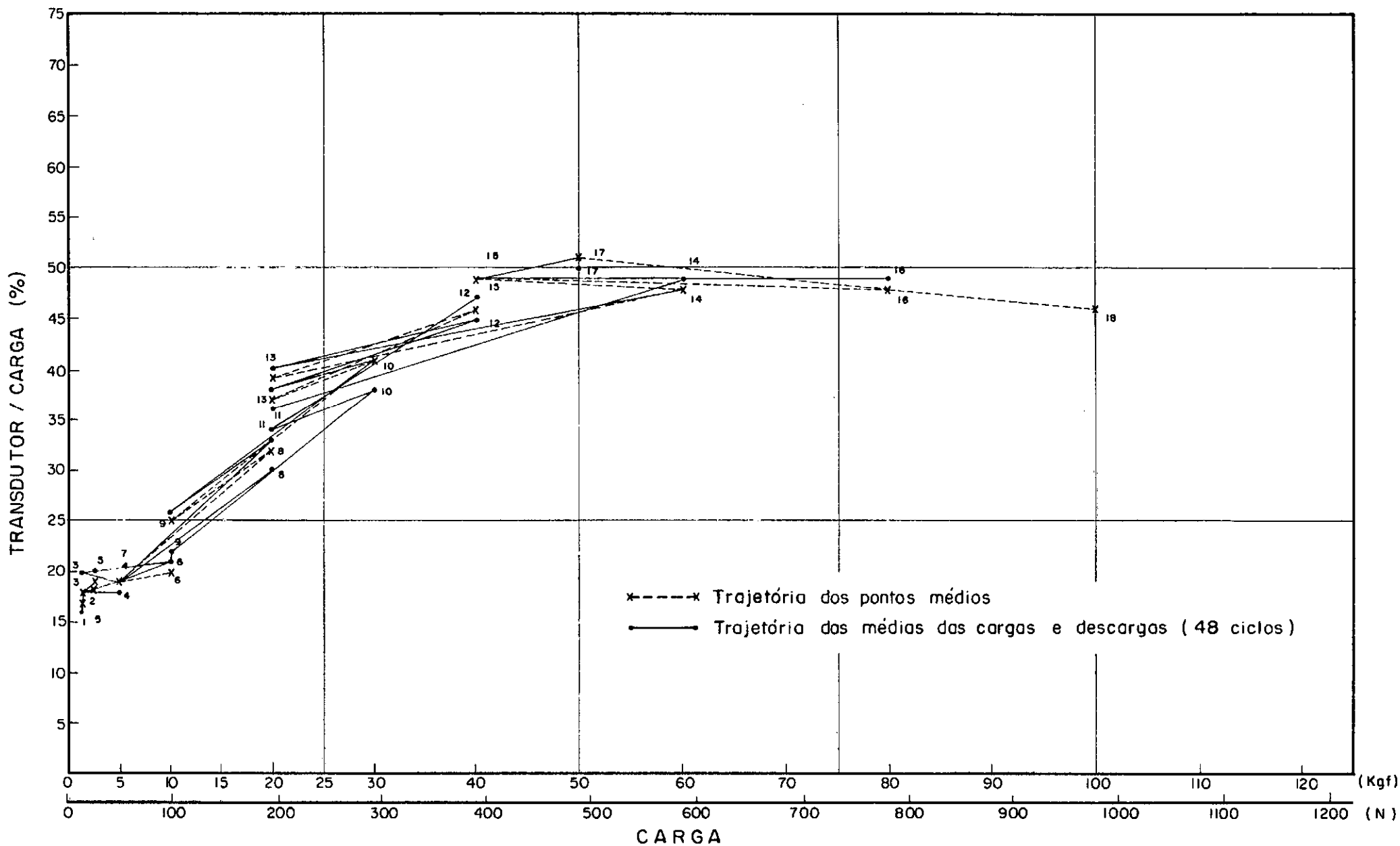


FIG. 5.9 - APROVEITAMENTO DA CARGA APLICADA - CARREGAMENTO "ALTERNADO" ( 45 CICLOS ).

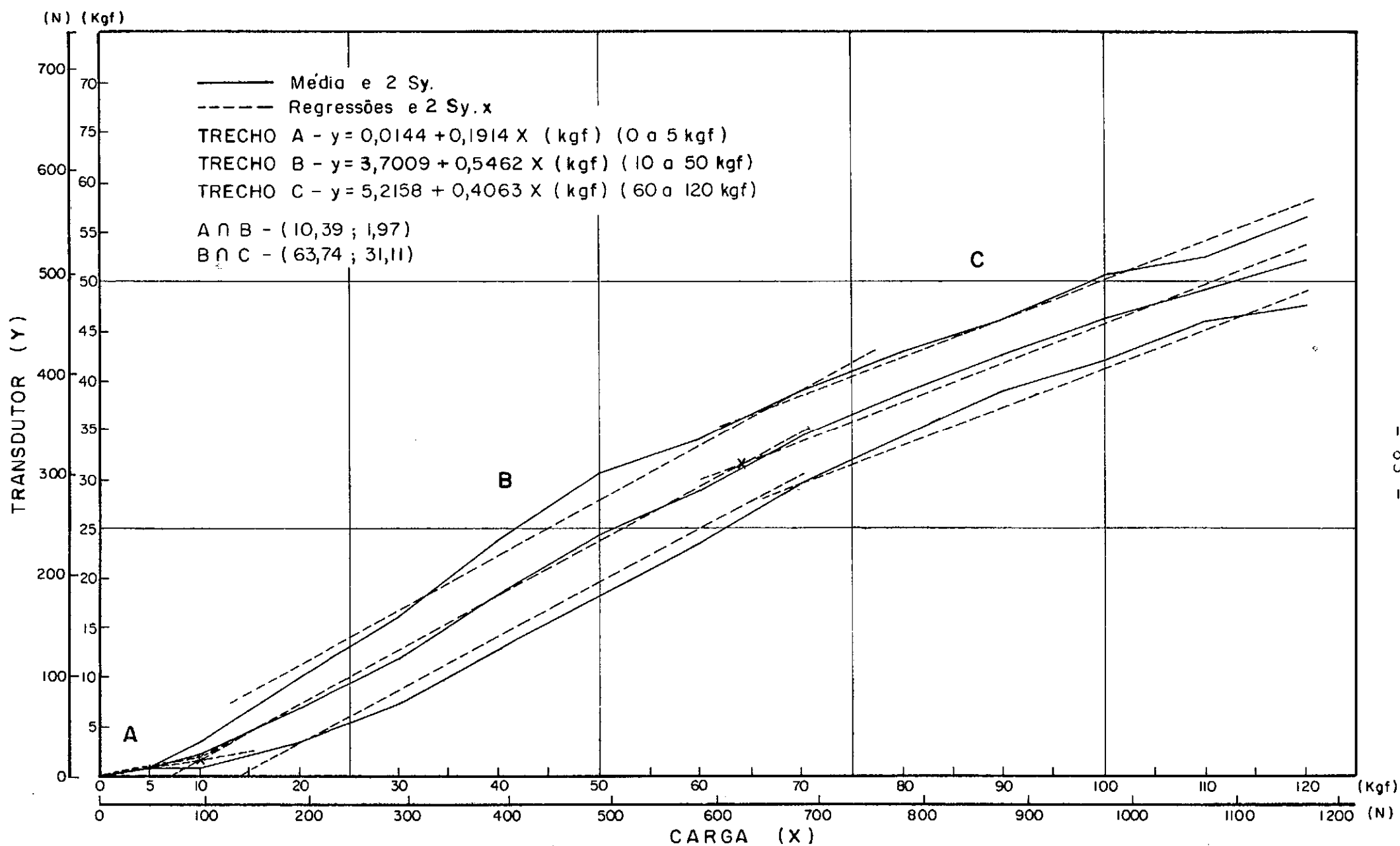


FIG. 5.10 - CURVA MÉDIA E DESVIOS PADRÕES, REGRESSÕES LINEARES E ERROS PADRÕES DAS ESTIMATIVAS.  
 (\*STRAIN-INDICATOR VISHAY) - 68 CICLOS.

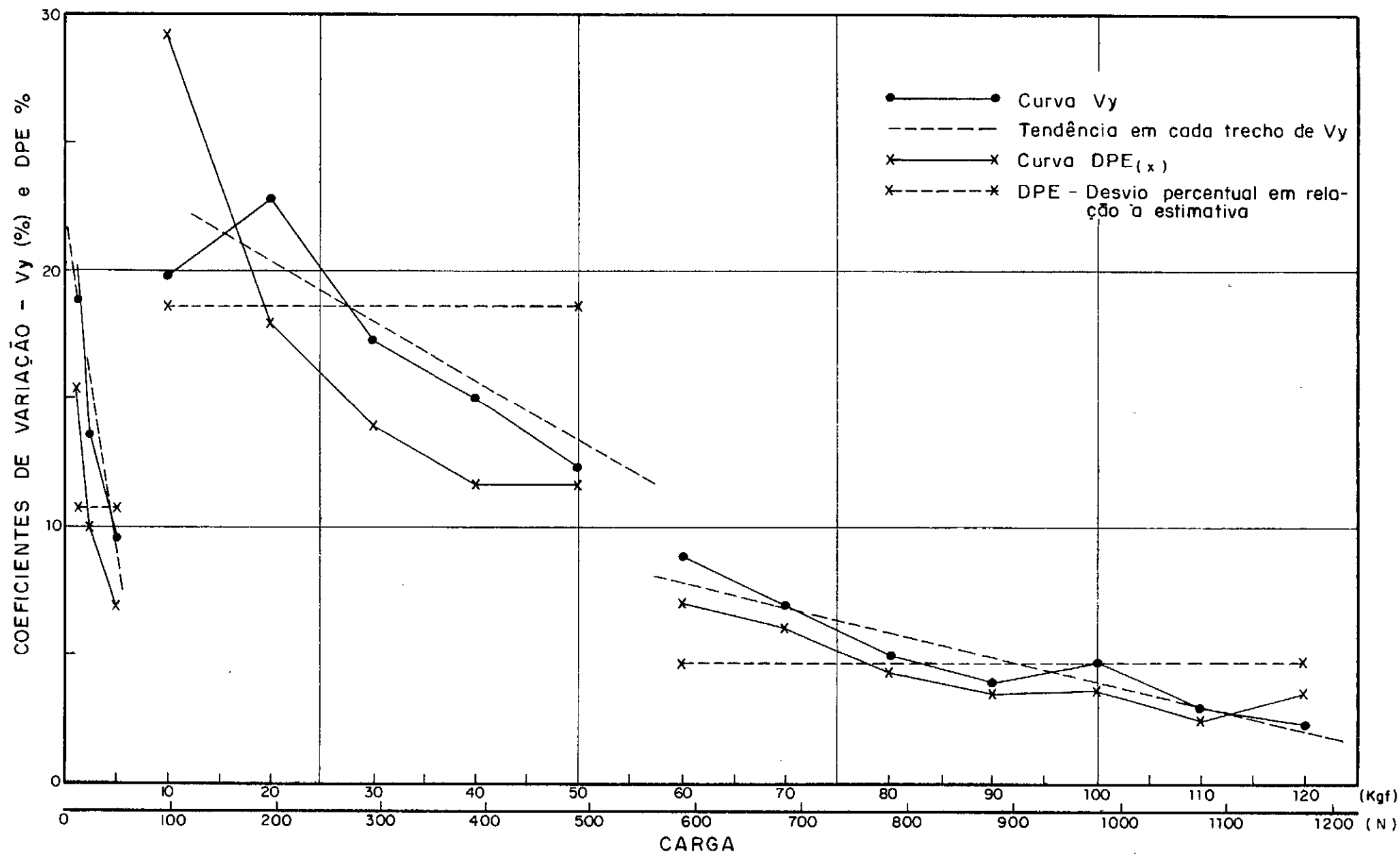


FIG. 5.11 - COEFICIENTES DE VARIAÇÃO E DESVIOS PERCENTUAIS EM RELAÇÃO AS ESTIMATIVAS.

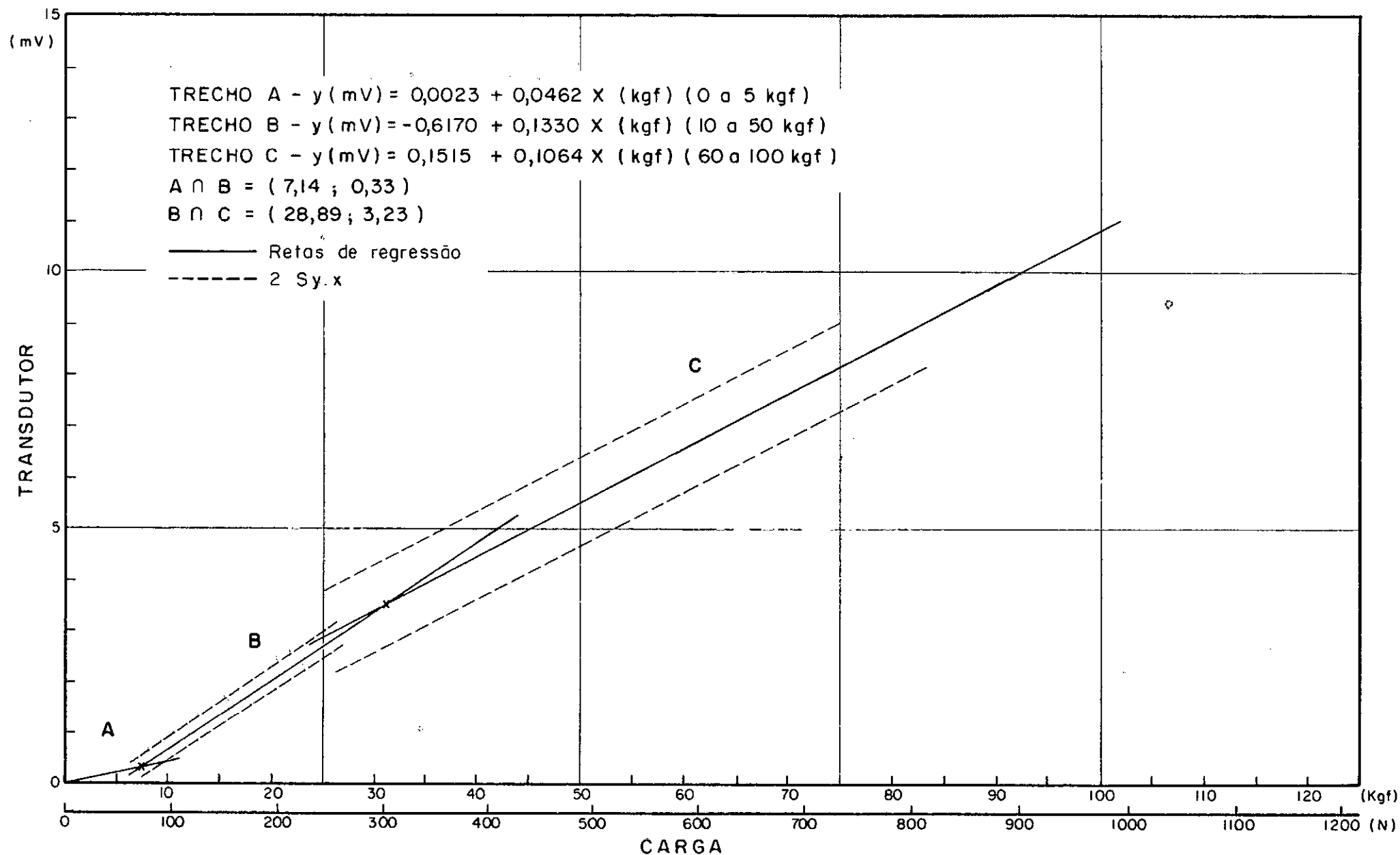


FIG. 5.12 - REGRESSÕES LINEARES E ERROS PADRÕES DA ESTIMATIVA PARA TODOS OS PONTOS ( 7 CICLOS ), ( OSCILÓGRAFO ECB ).

## CAPÍTULO 6

### ENSAIOS DE CAMPO

#### 6.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo descrevem-se, pormenorizadamente, os procedimentos de ensaio e cálculo utilizados. Os ensaios de campo executados também são aqui descritos e analisados.

Estes ensaios podem ser separados em dois grupos em função do estado de solicitação da camada argilosa no local de execução (figura 6.1). Ao primeiro grupo corresponde o local onde o solo encontrava-se em seu estado natural de solicitação e ao segundo grupo corresponde a região de Aterro Experimental I na qual a camada encontrava-se na época, submetida a um sobrecarregamento que já durava, aproximadamente, 4 anos, com uma taxa de carregamento em torno de  $0,5 \text{ kgf/cm}^2$  (50 kPa). As propriedades geotécnicas do solo desta região encontram-se resumidas no capítulo 2 deste trabalho.

Foi utilizada a ponteira elétrica apresentada no capítulo 5, equipada com o cone de ataque de  $60^\circ$ . Sua cravação foi feita com um equipamento manual de 2.500 kgf (24,5 kN) de capacidade do tipo "Diepsondering". A penetração foi feita de modo contínuo, a uma velocidade constante de 0,8 cm/s, com manobras de metro em metro para adição de hastes. Foram tomados registros a cada 20 cm com um indicador de deformações marca Vishay. A título de comparação dois ensaios (um em cada grupo), foram registrados com um oscilógrafo marca ECB.



## 6.2 PROCEDIMENTO DE ENSAIO

Executou-se inicialmente uma série de ensaios, os quais não são descritos neste trabalho e que tiveram como finalidade familiarizar a equipe de sondagem com o novo equipamento. Com a análise destes, tendo em vista a solução para os problemas encontrados, foi possível desenvolver-se o procedimento de ensaio utilizado a partir de então em todos os ensaios executados.

Os problemas acima referidos diziam respeito, principalmente, ao efeito da variação de temperatura do perfil de sondagem nas leituras, à influência das condições atmosféricas sobre o equipamento, às condições de operação do equipamento e ao registro dos resultados dos ensaios.

Destes, o efeito da variação de temperatura foi o que de certa forma determinou as linhas gerais do procedimento de ensaio adotado o qual, pode ser resumido como segue:

- a) Posicionamento da máquina de sondagem no local escolhido;
- b) Passagem do cabo elétrico de transmissão através de um número suficiente de hastes e montagem da ponteira na extremidade da primeira haste;
- c) Instalação da primeira haste (com a ponteira), na máquina de sondagem. Introdução da ponteira nos primeiros 5 cm da camada alternando movimentos de subidas e descidas, para amolgar esta camada mais superficial. Fixação da ponteira nesta região amolgada até a completa estabilização da leitura no registrador (equalização das temperaturas interna e exter-

na da câmara) e medida da temperatura do solo no mesmo ponto;

- d) Início do ensaio com cravação da primeira haste a qual, ao atingir a profundidade de 1 m, é deixada em completo repouso durante cerca de 1:30 horas, até a leitura do registrador se estabilizar novamente, (obtenção de  $L_1$ );
- e) Manobra para adição da haste seguinte;
- f) Reinício do ensaio com a haste seguinte, observando-se sempre os mesmos critérios de velocidade de cravação e leitura, anteriormente estabelecidos, (0,8 cm/s e leituras a cada 20 cm);
- g) Repetição dos itens (e) e (f) até a última haste.

Deve-se observar que:

- considerava-se a ponteira completamente descarregada no início do ensaio (após o amolgamento superficial descrito em c);

- da análise dos ensaios preliminares concluiu-se que o gradiente de temperaturas no perfil de sondagem diminuía com o aumento da profundidade, sendo maior no primeiro metro e reduzindo-se, consideravelmente, daí por diante. Desta forma, a partir da primeira haste a estabilização da leitura completava-se praticamente, durante o tempo de manobra para acréscimo de hastes que era de aproximadamente 3 minutos (item g).

### 6.3 INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA

Além dos problemas causados pela variação de temperatura e relacionados diretamente com a câmara de líquido confinado e com o transdutor de pressão, foram identificados outros, ligados ao equipamento de transmissão e leitura. Cabos e hastes de sondagem não podiam nunca ficar expostos ao sol pois, isto fazia com que a temperatura destes subisse, facilmente, a  $70^{\circ}$  ou  $80^{\circ}\text{C}$  o que alterava as dimensões dos fios e por conseguinte a sua resistividade fugindo assim das condições de calibração. A solução para isso, foi manter os cabos e as hastes de sondagem submersos durante o tempo que durassem os ensaios. Além deste, havia ainda o problema do aparelho de leitura (indicador de deformações Vishay) que, se exposto às intempéries, acusava variações nos registros sendo por isso necessário mantê-lo permanentemente abrigado.

Foi feito um estudo comparativo entre as leituras estabilizadas dos oito ensaios realizados na região em que o solo encontrava-se em estado natural de solicitação. Neste estudo, compararam-se os decréscimos ocorridos nas leituras estabilizadas nos quatro primeiros metros de sondagem, conforme se observa na tabela 6.1. Estimaram-se as temperaturas em cada profundidade de estabilização tomando-se como base a temperatura da interface água-solo, medida ao início de cada ensaio com um termômetro de mercúrio e ainda o parâmetro de variação de leitura por grau de temperatura, obtido de calibração em laboratório ( $\alpha = 285 \text{ DIV}/^{\circ}\text{C}$ ) (ver item 5.4).

Concluiu-se que naquela região a temperatura do perfil de sondagem na ocasião dos trabalhos, decrescia desde a tempera-

tura da lâmina d'água, na superfície da camada, até mais ou menos  $23^{\circ}\text{C}$ , em torno de 2,5 m de profundidade passando a ser a partir daí praticamente constante. Quanto ao gradiente de temperatura pode-se concluir também que a redução mais abrupta (maior gradiente), ocorria logo no primeiro metro da camada, sendo muito pequena ( $0,5^{\circ}\text{C}$ ) entre 1 e 2,5 m e praticamente nula a partir desta profundidade. Assim, para a época em que foram realizados os ensaios (janeiro-fevereiro de 1981), o perfil de temperatura poderia ser representado como mostra a figura 6.2.

Este estudo comprovou as observações preliminares que fundamentaram o procedimento utilizado nos ensaios de campo servindo também, como base para o cálculo e a interpretação dos mesmos.

#### 6.4 CÁLCULO E INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS

A resistência de ponta nos ensaios contínuos de penetração de cone executados foi calculada ponto a ponto, a cada 20 cm de penetração da ponteira a uma velocidade média de 0,8 cm/s, aproximadamente, sendo para tanto feitas as seguintes considerações iniciais:

a) A temperatura da argila diminui a partir da superfície da camada, onde tem a mesma temperatura da água, até uma determinada profundidade em torno de 2,5 m, a partir da qual torna-se constante até a profundidade limite da camada.

b) Define-se "Leitura Estabilizada Menor" como sendo aquela leitura de estabilização, após a parada de inserção de hastes, correspondente a região do solo abaixo da qual a temperatura pode ser considerada constante.

c) Para efeito de cálculo, considera-se que no ponto em que a temperatura do solo se torna constante, a leitura estabilizada (leitura estabilizada menor) corresponde à pressão "zero". Considera-se assim, que são totais a relaxação de tensões e a dissipação de poro-pressões induzidas pela penetração da haste.

d) Considera-se que a diferença entre a leitura estabilizada durante a interrupção para a manobra de uma haste e a primeira leitura desta haste em movimento, está depurada do efeito de temperatura e é obrigatoriamente, igual em valor absoluto à última leitura da haste anterior. Isto porque devem ser iguais as leituras obtidas um pouco antes de ser interrompido e um pouco depois de ser recommçado o ensaio.

e) Considera-se que a temperatura do solo passa a ser constante a partir do ponto em que leitura estabilizada seja mínima (leitura estabilizada menor). Daí por diante os aumentos verificados nas leituras estabilizadas são creditados ao acréscimo de pressão confinante e, possivelmente, ao excesso de pressão neutra gerado durante a introdução do cone não tendo aquele aumento, influência nos cálculos.

Com base nessas considerações, criou-se uma rotina de cálculo para correção das leituras de campo (buscando minimizar o efeito de temperatura embutido nas mesmas), cálculo da carga atuante na câmara de líquido confinado da ponteira e através da curva de calibração, cômputo da resistência de ponta medida com o cone.

As figuras 6.3 (a e b) mostram um exemplo de registro de campo (ensaio 1.2). Nelas são apresentados gráficos de leitu-

ra do "indicador de deformações" (div) versus profundidade (m), antes e depois de serem feitas as correções acima referidas, anulando o efeito de temperatura.

A sequência de figuras 6.4 a 6.16, apresenta os gráficos correspondentes aos ensaios de campo lidos com o indicador de deformações Vishay. As figuras 6.17 e 6.18 correspondem aos ensaios registrados com o oscilógrafo ECB.

As figuras 6.19 e 6.20 mostram bem distintas, as duas nuvens de pontos resultantes da superposição dos gráficos de todos os ensaios, correspondendo cada uma delas a um dos dois estados de solicitação da camada argilosa nos locais em que foram os mesmos realizados.

As planilhas de cálculo de todos os ensaios encontram-se reunidas em apêndice, (Apêndice A).

## 6.5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS ENSAIOS

No primeiro grupo foram feitos oito ensaios em linha, espaçados de 2,5 m entre si e registrados com o indicador de deformações Vishay (figuras 6.4 a 6.11) e mais um ensaio registrado como foi dito, a título de comparação, com um oscilógrafo marca ECB (figura 6.17).

Analizando-se estes ensaios individualmente, percebe-se uma redução de resistência desde a superfície até o primeiro metro de profundidade onde parece surgir uma descontinuidade caracterizada por resistências de ponta bastante pequenas. A partir do primeiro metro e até, aproximadamente, 3,5 m a capacidade de carga mantém-se praticamente constante passando então a

crescer, mais ou menos linearmente, até 11 m de profundidade quando então aumenta bruscamente, caracterizando a existência de uma camada de solo bastante mais resistente. A 6,5 m aproximadamente nota-se também um "pico" de resistência que deve significar a existência de uma zona atípica no depósito argiloso.

As peculiaridades acima referidas puderam ser detectadas em ensaios executados por outros autores (Guimarães e Rocha Filho, 1981), na mesma região. Estes ensaios foram feitos com uma ponteira cônica elétrica tipo Fugro e registrados com um oscilógrafo marca ECB. Na figura 6.21 é apresentado o perfil de um destes ensaios. Estes resultados foram obtidos em comunicação pessoal e serão publicados oportunamente na tese de mestrado do primeiro autor.

Dos oito ensaios do primeiro grupo, devem ser separados dois (1.4 e 1.8), nos quais constatou-se durante as inspeções de rotina feitas após cada ensaio, a entrada de solo na "fresta" da ponteira de ataque, por defeito na junta de vedação de látex. Isto provocou, como era de se esperar, um decréscimo sensível nas capacidades de carga obtidas (figura 6.19).

Um dos ensaios (ensaio A.1), executados nesta região foi registrado com o oscilógrafo ECB de propriedade da PUC. Este equipamento de registro permite leitura contínua em todo o perfil de sondagem. O resultado obtido foi da mesma ordem de grandeza que os dos ensaios acima descritos conquanto apresentasse valores um pouco mais baixos. Este efeito pode ser atribuído a um mal funcionamento daquele equipamento de registro que foi mais tarde identificado e corrigido (figura 6.19).

O segundo grupo de sondagens corresponde àqueles ensaios executados sob o Aterro Experimental I e portanto em uma região onde a camada argilosa já havia sofrido um sobrecarregamento e em consequência disso, um adensamento (parcial ou total).

Nesse grupo foram feitos, inicialmente, dois ensaios (2.1 e 2.2) que de imediato apresentaram modificações no perfil de resistências de ponta, ao longo de toda a camada, mantendo entretanto a ordem de grandeza de "qc". Destes dois ensaios, um (2.1) foi interrompido por ter sido encontrado um ponto "impetrável" para as dimensões do equipamento utilizado. Isto ocorreu a 5,80 m de profundidade (figura 6.12).

Posteriormente fizeram-se mais quatro ensaios nesta mesma região (ensaios 3.1, 3.2, 3.3 e A.2), com o intuito de definir melhor os resultados obtidos. Nos ensaios 3.1 e 3.2 foi modificado o procedimento de ensaio no que concerne à obtenção das leituras estabilizadas objetivando-se constatar se os critérios até então utilizados conduziam a resultados realistas (figuras 6.14 e 6.15). No ensaio 3.3 as leituras estabilizadas foram registradas após amolgar-se a região em torno do ponto considerado, impondo-se à ponteira uma sequência de pequenas subidas e descidas, sendo este procedimento repetido em todas as paralizações (figura 6.16). O último destes ensaios (A.2) teve seus registros feitos através do oscilógrafo ECB da PUC (figura 6.18).

As figuras 6.19 e 6.20 que apresentam as superposições de todos os ensaios executados, agrupados por região, deixam patente a relativamente pequena dispersão dos resultados. Estas figuras mostram, nitidamente, as tendências gerais de comportamento de "qc" naqueles dois casos.



O gráfico da figura 6.23 representa a média das resistências de ponta dos ensaios 1.1, 1.2, 1.3, 1.5, 1.6 e 1.7 do primeiro grupo bem como os desvios padrões ( $2 S_y$ ) em relação as médias calculadas com 95% de índice de certeza. Sobre este mesmo gráfico foram traçadas as curvas de regressão e as dos erros padrões das estimativas ( $2 S_{y.x}$ ). Pode-se notar aí, a boa concordância entre as curvas média e de regressão dos pontos dos ensaios.

Na figura 6.25 é apresentado o gráfico dos coeficientes de variação em relação à média. Constata-se que o mesmo mantém-se menor que 10% em, praticamente, todo o perfil de sondagem o que permite dizer que a dispersão dos resultados está dentro de padrões bastante razoáveis.

Na figura 6.24, são apresentados o gráfico das médias das resistências de ponta dos ensaios 2.1, 2.2, 3.1, 3.2, 3.3 e A.2, do segundo grupo e a curva de regressão polinomial cúbica, ajustada para aqueles mesmos dados. São apresentados também nesta figura, os gráficos dos desvios padrões em relação as médias ( $2 S_y$ ) e do erro padrão em relação à estimativa ( $2 S_{y.x}$ ), calculados para 95% de índice de certeza.

A figura 6.25 mostra também o gráfico dos coeficientes de variação ( $V_y$ ) relativo ao segundo grupo de ensaios.

As tabelas 6.2, 6.3, 6.4 e 6.5 resumem os resultados dos cálculos dos parâmetros acima referidos.

Na figura 6.26, são traçadas juntas as curvas de regressão obtidas para os ensaios dos dois grupo. Nesta figura fica também evidenciada a modificação do perfil de resistências de ponta com a modificação do estado de solicitação da camada argi-

losa. Pode-se constatar que a resistência à penetração sofreu um acréscimo nas partes próximas à superfície e ao pé da camada e que além disso sofreu um decréscimo na parte mediana do perfil sem entretanto ficar menor que os menores valores obtidos nos ensaios no solo não sobrecarregado.

## 6.6 COMENTÁRIOS SOBRE O PROCEDIMENTO DE CÁLCULO

A resistência de ponta ( $q_c$ ), fornecida pelo aparelho descrito neste trabalho é, em última análise, obtida multiplicando-se a leitura de campo corrigida ( $L_{corr}$ ) pela constante ( $K_T$ ) do transdutor ( $0,00775 \text{ kgf/cm}^2$  ou  $0,7598 \text{ kPa}$ ) e pela área ( $A_E$ ) do êmbolo ( $3,2685 \text{ cm}^2$ ), para se obter a carga utilizada para impressionar o transdutor ( $C_{util}$ ). Este valor é então levado sobre a curva de calibração do aparelho transformando-se em carga corrigida ( $C_{corr}$ ), a qual dividida pela área da base do cone ( $A_C$ ), resulta em " $q_c$ ". Assim:

$$C_{util} = L_{corr} \times K_T \times A_E \quad (24)$$

$C_{util} \rightarrow$  curva de calibração  $\rightarrow C_{corr}$

$$q_c = \frac{C_{corr}}{A_C} \quad (25)$$

### 6.6.1 Obtenção do Valor de $L_{corr}$

"Pressão Inicial Estabilizada" ( $L_o$ ), como foi definida no item 5.4, é a pressão residual prevalecente desde a montagem da câmara de líquido confinado. Ela existe mesmo com a ponteira completamente descarregada sendo dependente apenas da temperatura. O valor de " $L_o$ " é utilizado como "zero" ou leitura de refe

rência de uma série de leituras. O valor da leitura corrigida pode ser dado pela seguinte expressão:

$$L_{corr} = L - L_o \quad (26)$$

onde,

L - leitura de campo

$L_o$  - leitura inicial estabilizada ou de referência

$L_{corr}$  - leitura corrigida

Como a temperatura do perfil de sondagem varia com a profundidade, diminuindo desde a superfície até um determinado ponto, a partir do qual torna-se constante para efeitos práticos, a leitura de referência também varia com a profundidade diminuindo até aquele mesmo ponto onde atinge seu valor mínimo (leitura estabilizada menor,  $L_m$ ), sendo considerada constante a partir daí. Esta leitura é o "zero" absoluto do ensaio.

Deve-se observar que o valor da leitura de campo ( $L$ ), está sujeito aos mesmos fatores que influem sobre " $L_o$ ". Isto quer dizer que a diferença entre elas ( $L_{corr}$ ) é independente da variação de temperatura.

Assim, a resistência de ponta ( $q_c$ ), é calculada sobre o valor da expressão (26), em que  $L$  e  $L_o$  variam igualmente com a profundidade até que  $L_o = L_m$ .

O valor de " $L_m$ " é obtido para cada ensaio através do procedimento estabelecido no item 6.2.

### 6.6.2 Considerações sobre o Valor de "Lm"

Poderiam ficar dúvidas à respeito da determinação do valor de "Lm" em virtude do mesmo ser produto de um procedimento experimental (Lm seria a menor das leituras estabilizadas obtidas após cada manobra para acréscimo de hastes). Assim se, por exemplo, o tempo de espera observado tivesse sido insuficiente para que se desse a estabilização completa das leituras, então o valor de "qc" encontrado seria ligeiramente subestimado. Significaria dizer que os valores de "qc" apresentados poderiam ser um pouco menores que os reais.

Foi feito um estudo adicional sobre os tempos de estabilização sendo para tanto executados dois ensaios (3.1 e 3.2) com uma pequena variação em seus procedimentos. Nestes ensaios foram acompanhadas as estabilizações em cada estágio, com registros das leituras a intervalos de tempo determinados. Os resultados deste estudo, resumidos nas tabelas 6.6 e 6.7 e traçados nas figuras 6.27a e 6.27b, mostram que excetuando-se o primeiro estágio ( $L_1$ ) - em que apesar de ter sido acompanhado durante um tempo relativamente grande (1:30 h), parece não ter a estabilização se completado - em todos os outros estágios o tempo de estabilização observado foi suficiente.

Observe-se também que, para efeitos práticos, mesmo as leituras de estabilização consideradas nos primeiros estágios ( $L_1$ ), parecem ser suficientemente precisas diante de outros fatores que influem sobre a acurácia de ensaios de campo.

## 6.7 CONSIDERAÇÕES SOBRE O EQUIPAMENTO DE LEITURA UTILIZADO

Em todas as fases deste trabalho foi utilizado um "indicador de deformações Vishay".

Nos ensaios de campo este aparelho acrescentava ao ensaio a desvantagem de não registrar as leituras, obrigando o operador a controlar, permanentemente, o ensaio a fim de manter a ponte de Wheatstone equilibrada.

Isto era normalmente possível enquanto a ponteira ultrapassasse uma região homogênea, em que a resistência variasse mais ou menos linearmente. Porém, ao ser encontrado um ponto em que a resistência se modificasse bruscamente causando um desequilíbrio maior na ponte, o operador precisava, rapidamente, encontrar o ponto de equilíbrio. Se isto ocorresse nas proximidades de um ponto de leitura, então era possível que aquele registro se fizesse com um certo retardo.

Entretanto, aparentemente, este fato não teve influência na média dos resultados obtidos tendo em vista a relativamente pequena dispersão verificada nos mesmos. Outro fato que parece corroborar esta constatação é o resultado do ensaio A.2 que foi registrado forma contínua com um registrador automático, marca ECB. Observando-se a figura 6.20 pode-se notar que este ensaio manteve-se perfeitamente coerente tanto em forma como em ordem de grandeza com os outros ensaios do mesmo grupo.

TABELA 6.1

## COMPARAÇÃO ENTRE TEMPERATURAS E LEITURAS DE ESTABILIZAÇÃO

ENSAIO		1.1		1.2		1.3		1.4		1.5		1.6		1.7		1.8	
	To		26°C		27°C		28,5°C		27,5°C		27°C		27°C		28°C		29°C
Lo		1305		1630		1960		2060		1840		1860		1905		2470	
Lo-L <sub>1</sub>	$\frac{Lo-L_1}{\alpha}$	545	2°	860	3°	1074	4°	1093	4°	930	3°	880	3°	865	3°	1380	5°
	T <sub>1</sub>		24°		24°		24,5°		23,5°		24°		24°		25°		24°
L <sub>1</sub>		760		770		886		967		910		980		1040		1070	
L <sub>1</sub> -L <sub>2</sub>	$\frac{L_1-L_2}{\alpha}$	70	0°	97	0°	214	1°	241	1°	216	1°	273	1°	350	1°	280	1°
	T <sub>2</sub>		24°		24°		23,5°		22,5°		23°		23°		24°		23°
L <sub>2</sub>		690		673		672		726		694		707		690		790	
L <sub>2</sub> -L <sub>3</sub>	$\frac{L_2-L_3}{\alpha}$	-20		-20		-28		13	0°	-16		17	0°	-17		20	0°
	T <sub>3</sub>								22,5°				23°				23°
L <sub>3</sub>		710		693		700		713		710		690		707		770	
L <sub>3</sub> -L <sub>4</sub>	L <sub>4</sub>	-70		-70		-16		-11		-40		-17		-29		-57	
	T <sub>4</sub>																

To - Temperaturas na superfície (°C)

Lo - Leituras iniciais (DIV)

Ti - Temperaturas estimadas (°C) em cada profundidade i (m)

Li - Leituras estabilizadas (DIV) em cada profundidade i (m)

 $\alpha$  - 285 DIV/°C - Parâmetro de variação leitura (DIV)/Temperatura (°C)

TABELA 6.2

MÉDIAS, DESVIOS PADRÕES E COEFICIENTES DE VARIAÇÃO  
ENSAIOS: 1.1, 1.2, 1.3, 1.5, 1.6 E 1.7 (PRIMEIRO GRUPO)

PROF.	$\overline{qc}$	Sy	Vy
0,00			
20	1,60	0,28	19,47
40	1,44	0,20	15,53
60	1,32	0,25	21,03
80	1,34	0,15	12,46
1,00	0,61	0,30	53,45
20	0,92	0,21	24,44
40	1,20	0,07	0,11
60	1,21	0,09	8,14
80	1,24	0,08	7,10
2,00	1,14	0,10	9,63
20	1,15	0,08	7,81
40	1,17	0,06	5,82
60	1,19	0,05	4,33
80	1,17	0,07	6,79
3,00	1,26	0,05	4,71
20	1,21	0,07	6,93
40	1,24	0,08	7,39
60	1,24	0,12	10,17
80	1,37	0,10	7,89
4,00	1,40	0,07	5,48
20	1,43	0,04	3,41
40	1,48	0,08	5,91
60	1,58	0,13	8,83
80	1,66	0,07	5,02
5,00	1,75	0,12	7,32
20	1,84	0,11	6,61
40	1,88	0,10	6,09
60	1,98	0,13	7,20
80	1,94	0,16	9,00

PROF.	$\overline{qc}$	Sy	Vy
6,00	2,02	0,11	6,04
20	2,18	0,07	3,32
40	2,47	0,18	8,18
60	2,49	0,12	5,41
80	2,61	0,36	13,98
7,00	2,55	0,17	7,12
20	2,57	0,15	6,44
40	2,72	0,20	7,90
60	2,88	0,19	7,40
80	2,94	0,29	10,69
8,00	2,90	0,23	8,84
20	2,98	0,21	7,79
40	3,16	0,19	6,72
60	3,07	0,12	4,26
80	3,20	0,09	3,04
9,00	3,24	0,15	4,99
20	3,35	0,17	5,54
40	3,51	0,14	4,36
60	3,56	0,24	7,47
80	3,75	0,18	5,30
10,00	3,68	0,20	6,04
20	3,80	0,18	5,19
40	3,83	0,25	7,10
60	3,80	0,24	6,92
80	4,84	1,15	26,05
11,00	5,10	1,43	33,33
20			
40			
60			
80			

$\overline{qc}$  - Média dos valores de qc em cada ponto (kgf/cm<sup>2</sup>)

Sy - Desvio padrão em relação à média (kgf/cm<sup>2</sup>)

Vy - Coeficiente de variação (%)

TABELA 6.3

REGRESSÕES LINEARES; ERROS PADRÕES DAS ESTIMATIVAS  
E DESVIOS PORCENTUAIS EM RELAÇÃO ÀS ESTIMATIVAS  
ENSAIOS: 1.1, 1.2, 1.3, 1.5, 1.6 E 1.7 (PRIMEIRO GRUPO)

TRECHO	PROF. (X)	(Y <sub>EST</sub> )	$\bar{Y}$	ESTIMATIVA	PARÂMETROS ESTATÍSTICOS
A	0,20	1,63	1,60	$R = 0,69$ $Y = 1,79 - 0,84 Z$	$(Sy.x)_A = 0,30$ $(DPE)_A = 22,30\%$
	1,00	0,96	0,61		
	1,20	0,79	0,92		
B	1,40	1,20	1,20	$\bar{Y} = 1,20 \pm 0,08$	$Sy = 0,08$ $Vy = 7,08\%$
	2,00	1,20	1,14		
	3,00	1,20	1,26		
	3,40	1,20	1,24		
C	3,60	1,24	1,24	$R = 0,90$ $Y = -0,11 + 0,38 Z$	$(Sy.x)_C = 0,19$ $(DPE)_C = 5,53\%$
	4,00	1,40	1,40		
	5,00	1,77	1,75		
	6,00	2,15	2,02		
	7,00	2,53	2,55		
	8,00	2,91	2,90		
	9,00	3,28	3,24		
	10,00	3,66	3,68		
	10,40	3,89	3,83		

Y<sub>EST</sub> - Valores de qc estimados (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\bar{Y}$  - Valores médios de qc (kgf/cm<sup>2</sup>)

X - Profundidade (m)

Sy.x - Erro padrão da estimativa (kgf/cm<sup>2</sup>)

Sy - Desvio padrão em relação à média (kgf/cm<sup>2</sup>)



TABELA 6.4

MÉDIAS, DESVIOS PADRÕES E COEFICIENTES DE VARIAÇÃO  
ENSAIOS: 2.1, 2.2, 3.1, 3.2, 3.3 E A.2 (SEGUNDO GRUPO)

PROF.	$\overline{q_c}$	Sy	Vy
0,00			
20			
40			
60			
80			
1,00			
20	0,89	0,61	75,11
40	1,45	0,24	18,28
60	1,50	0,21	15,51
80	1,47	0,22	16,32
2,00	1,29	0,24	20,75
20	1,29	0,20	16,65
40	1,31	0,19	15,78
60	1,29	0,15	12,65
80	1,25	0,14	12,31
3,00	1,13	0,16	15,61
20	1,16	0,14	13,63
40	1,17	0,19	17,59
60	1,15	0,22	21,06
80	1,23	0,24	21,42
4,00	1,13	0,25	23,77
20	1,11	0,24	23,58
40	1,18	0,22	20,34
60	1,17	0,21	19,44
80	1,27	0,20	17,13
5,00	1,18	0,23	21,03
20	1,22	0,22	19,44
40	1,20	0,23	20,60
60	1,52	0,24	17,47
80	1,50	0,32	23,89

PROF.	$\overline{q_c}$	Sy	Vy
6,00	1,42	0,20	15,97
20	1,43	0,28	22,01
40	1,45	0,25	19,20
60	1,43	0,20	15,33
80	1,45	0,18	13,71
7,00	1,49	0,20	14,89
20	1,57	0,23	16,10
40	1,57	0,20	14,50
60	1,63	0,26	17,88
80	1,67	0,24	16,33
8,00	1,66	0,16	10,86
20	1,74	0,19	12,19
40	1,80	0,23	14,24
60	1,83	0,20	12,15
80	1,87	0,20	12,45
9,00	1,93	0,27	15,60
20	2,04	0,32	17,63
40	2,19	0,33	17,07
60	2,28	0,37	18,08
80	2,35	0,48	22,60
10,00	2,41	0,33	15,43
20	2,54	0,47	20,84
40	3,70	2,62	79,06
60			
80			
11,00			
20			
40			
60			
80			

$\overline{q_c}$  - Média dos valores de  $q_c$  em cada ponto (kgf/cm<sup>2</sup>)

Sy - Desvio padrão em relação à média (kgf/cm<sup>2</sup>)

Vy - Coeficiente de variação (%)

TABELA 6.5

REGRESSÃO POLINOMIAL (PARÁBOLA CÚBICA), ERRO PADRÃO  
E DESVIO PORCENTUAL EM RELAÇÃO À ESTIMATIVA  
ENSAIOS: 2.1, 2.2, 3.1, 3.2, 3.3 e A.2 (SEGUNDO GRUPO)

PROF.	$Y_{EST}$	$\bar{Y}$	ESTIMATIVA	PARÂMETROS ESTATÍSTICOS
1,20	1,49	0,89	$R = 0,98$  $Y = a + bx + cx^2 + dx^3$  $a = 1,8029$ $b = 0,3078$ $c = 0,0406$ $d = 0,0004$	$Sy.x = 0,25 \text{ kgf/cm}^2$  $DPE = 13,31\%$
2,00	1,35	2,29		
3,00	1,23	1,13		
4,00	1,20	1,13		
5,00	1,23	1,18		
6,00	1,33	1,48		
7,00	1,50	1,49		
8,00	1,73	1,66		
9,00	2,03	1,93		
10,00	2,38	2,41		
10,40	2,54	3,70		

$Y_{EST}$  - Valores estimados de  $q_c$  ( $\text{kgf/cm}^2$ )

$\bar{Y}$  - Valores médios de  $q_c$  ( $\text{kgf/cm}^2$ )

X - Profundidade (m)

$Sy.x$  - Erro padrão da estimativa ( $\text{kgf/cm}^2$ )

TABELA 6.6

AVALIAÇÃO DOS TEMPOS DE ESTABILIZAÇÃO  
ENSAIO 3.1

TEMPO (S)	L <sub>1</sub>	L <sub>2</sub>	L <sub>3</sub>	L <sub>4</sub>
0	0	0	0	0
5	-40	-60	-46	-38
10	-70	-100	-58	-46
50	-90	-106	-63	-58
110	-124	-114	-81	-63
230	-156	-122	-88	-73
570	-177	-135	-89	-73
1050	-200	-136		
2010	-220	-140		

TABELA 6.7

AVALIAÇÃO DOS TEMPOS DE ESTABILIZAÇÃO  
ENSAIO 3.2

TEMPO (S)	L <sub>1</sub>	L <sub>2</sub>	L <sub>3</sub>	L <sub>4</sub>
0	0	0	0	0
5	-10	-30	-25	-44
20	-20	-49	-44	-54
50	-50	-58	-57	-60
110	-100	-85	-68	-70
230	-132	-101	-78	-78
570	-166	-108	-78	-84
1050	-176	-108		-84

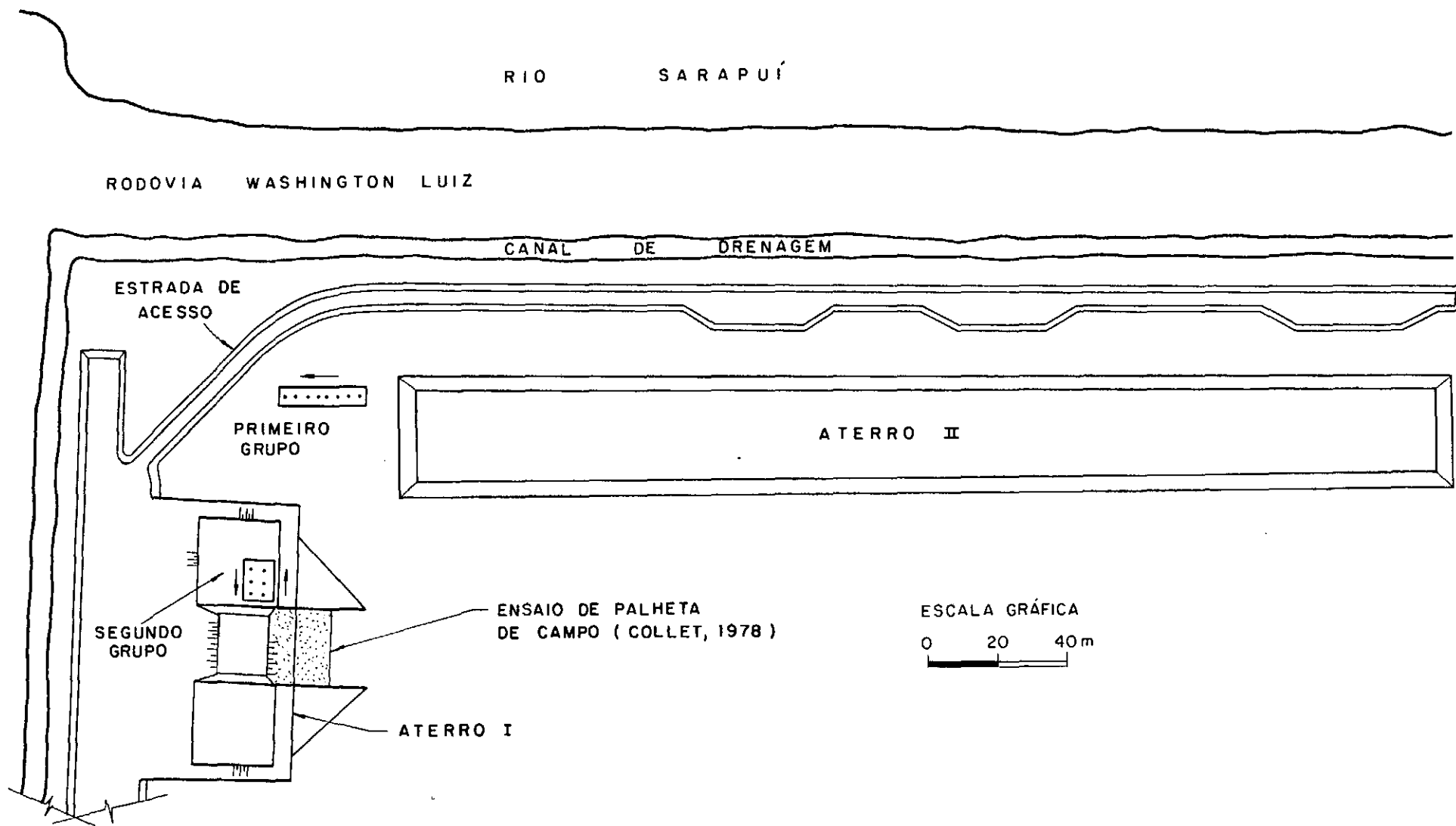


FIG. 6.1- CAMPO DE ENSAIOS DO IPR/DNER - LOCALIZAÇÃO DAS REGIÕES ENSAIADAS.  
( FONTE: PALMEIRA, 1981 )

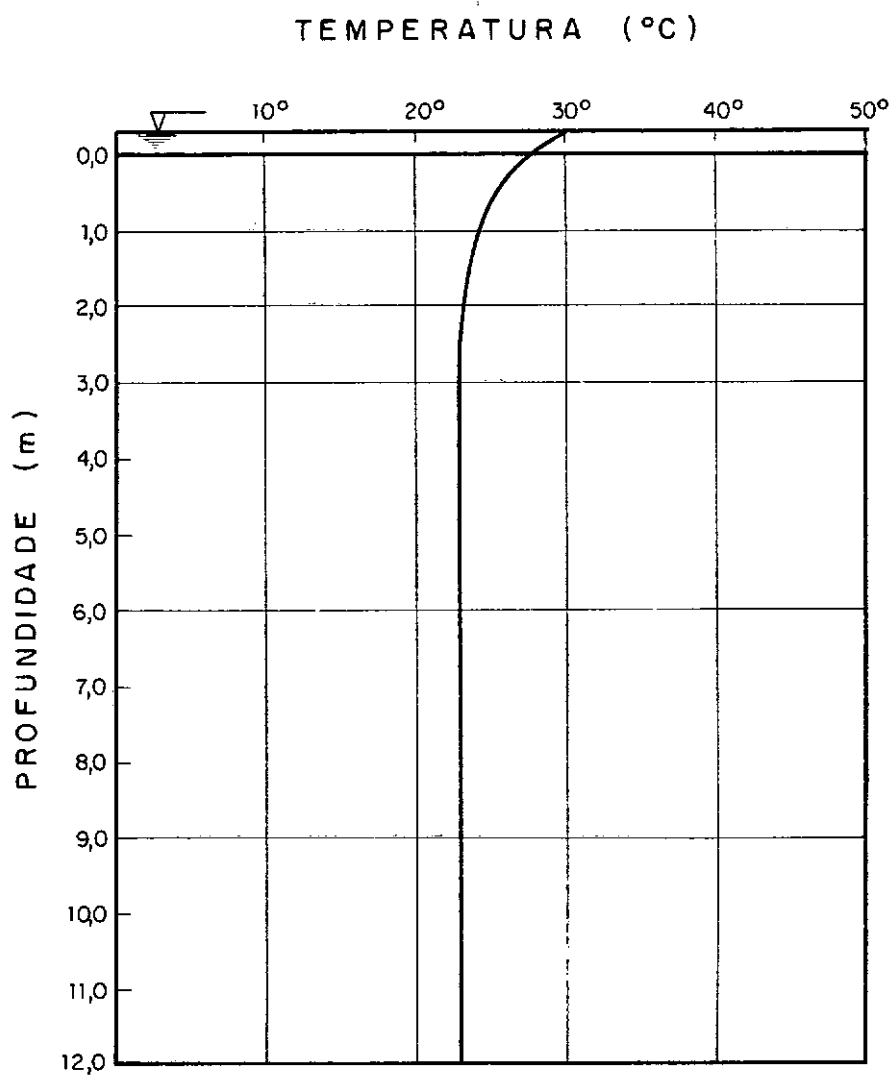


FIG. 6.2 - PERFIL ESTIMADO DE TEMPERATURAS.  
( JAN. - FEV. 1981 )

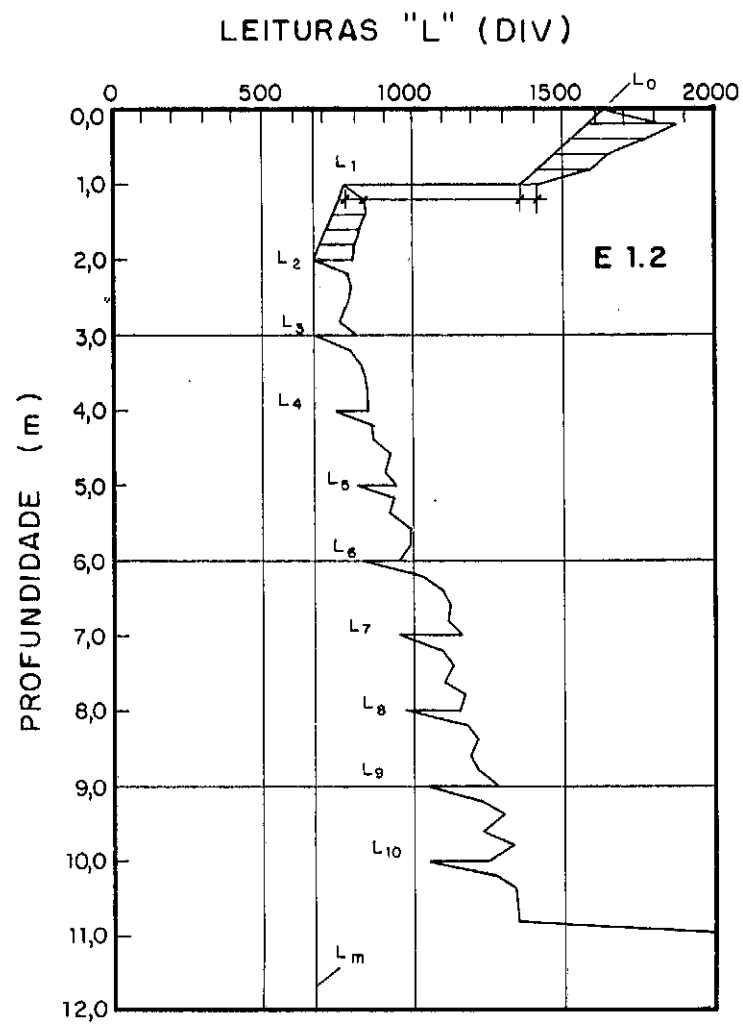


FIG. 6.3a - LEITURAS DE CAMPO.

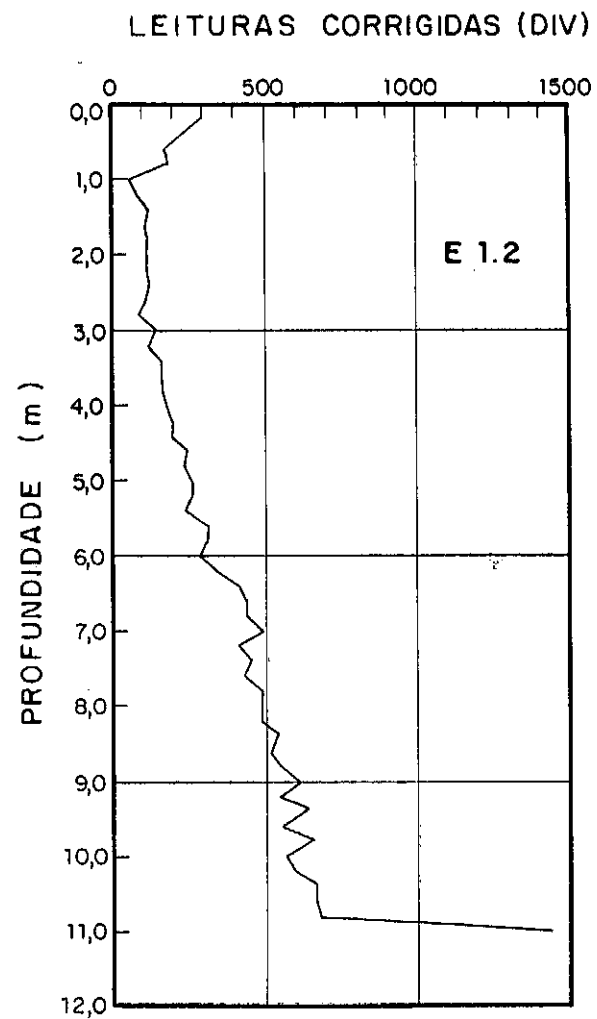
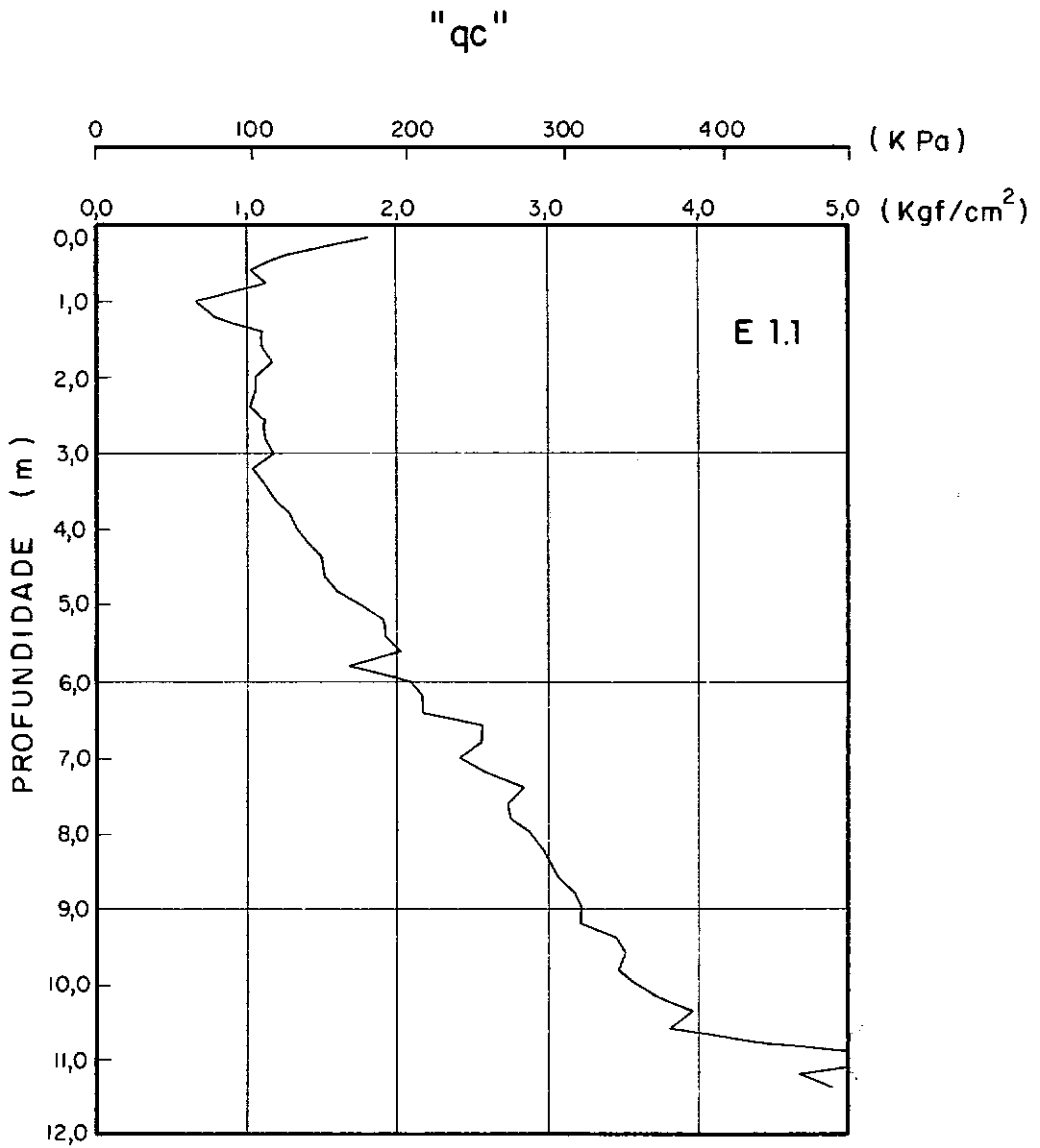


FIG. 6.3b - LEITURAS CORRIGIDAS.



**FIG. 6.4 - ENSAIO CONTÍNUO DE PENETRAÇÃO DE CONE  
SOLO EM ESTADO NATURAL DE SOLICITAÇÃO**

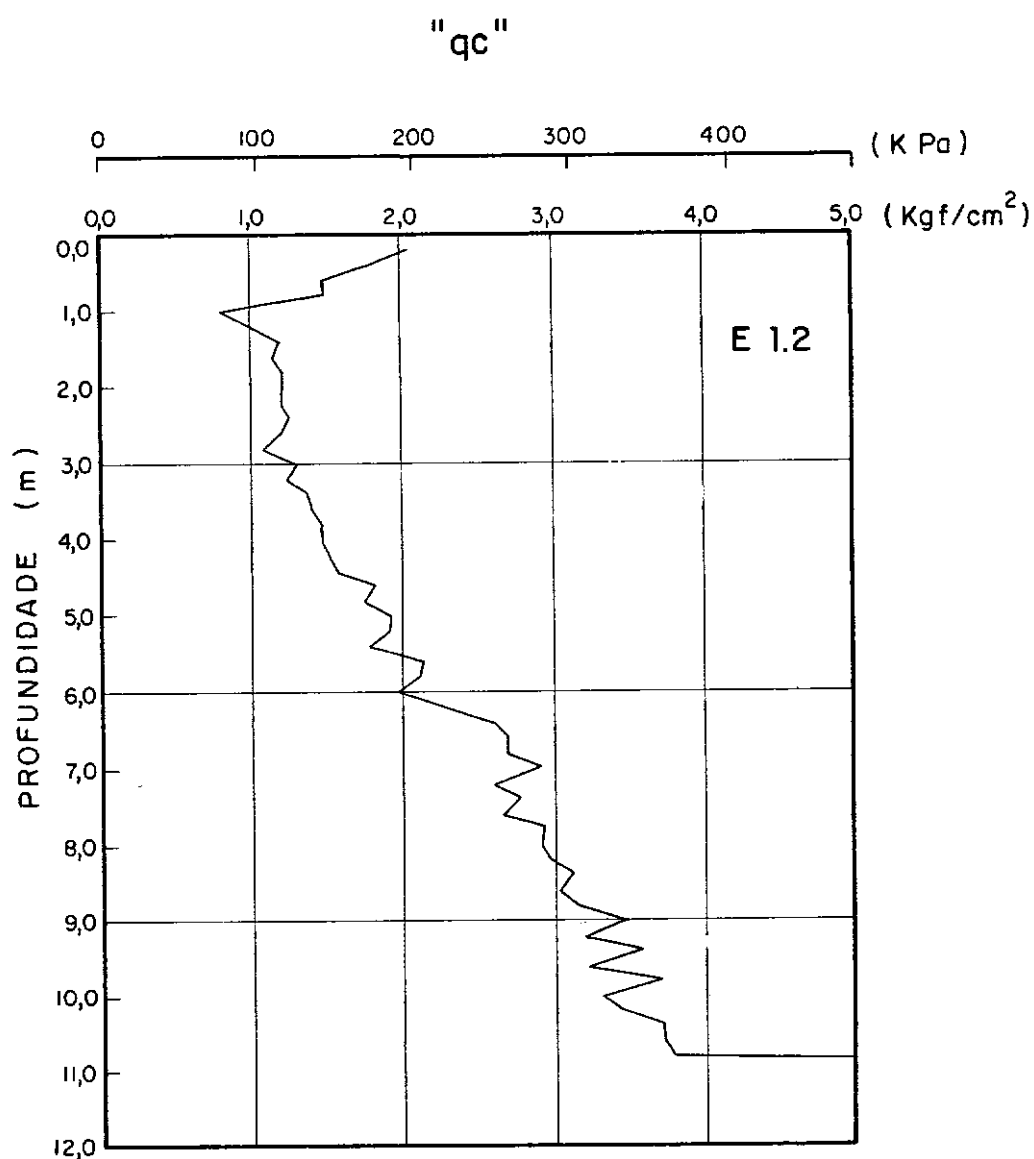


FIG. 6.5 - ENSAIO CONTÍNUO DE PENETRAÇÃO DE CONE  
SOLO EM ESTADO NATURAL DE SOLICITAÇÃO



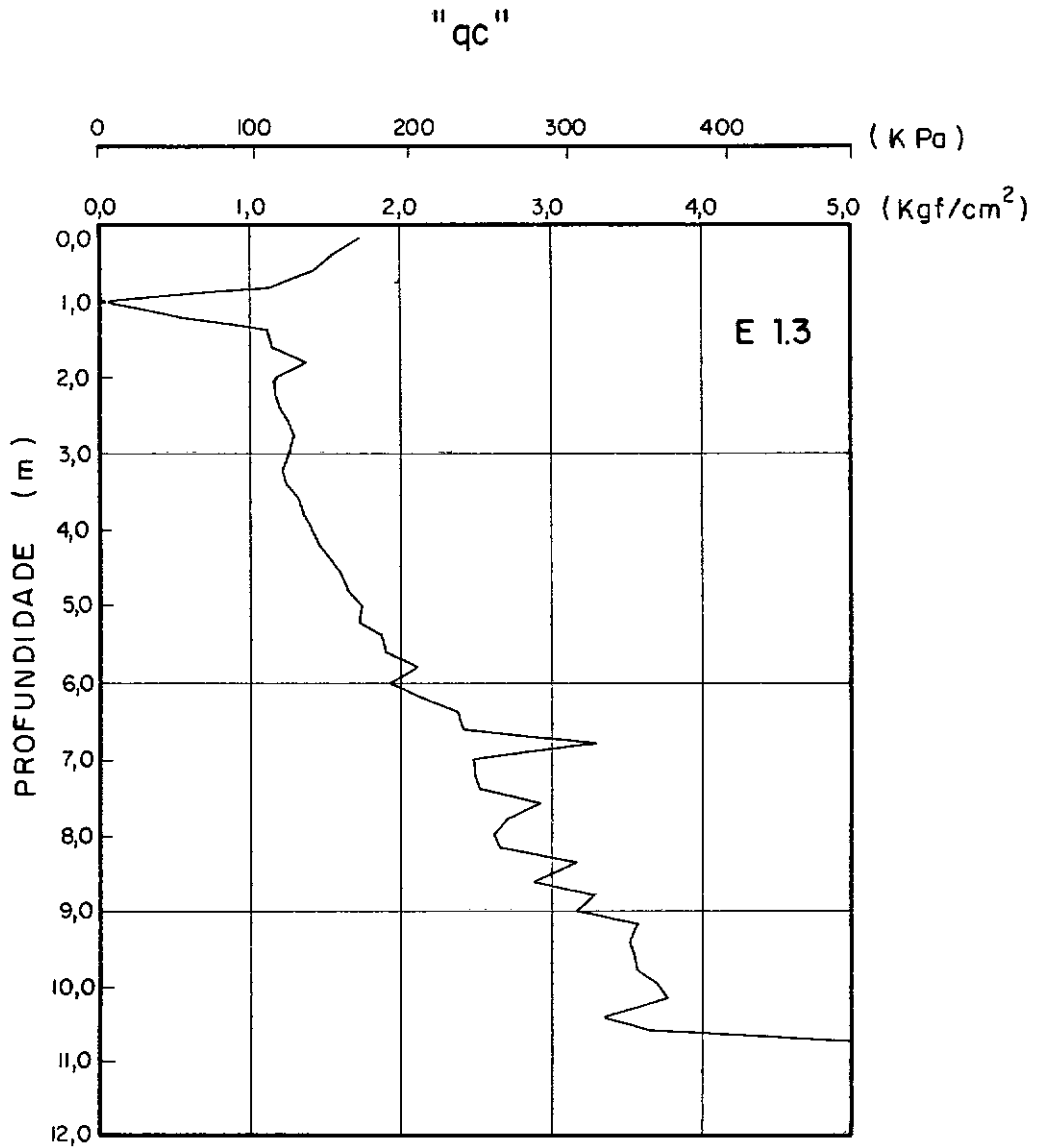


FIG. 6.6 - ENSAIO CONTÍNUO DE PENETRAÇÃO DE CONE  
SOLO EM ESTADO NATURAL DE SOLICITAÇÃO

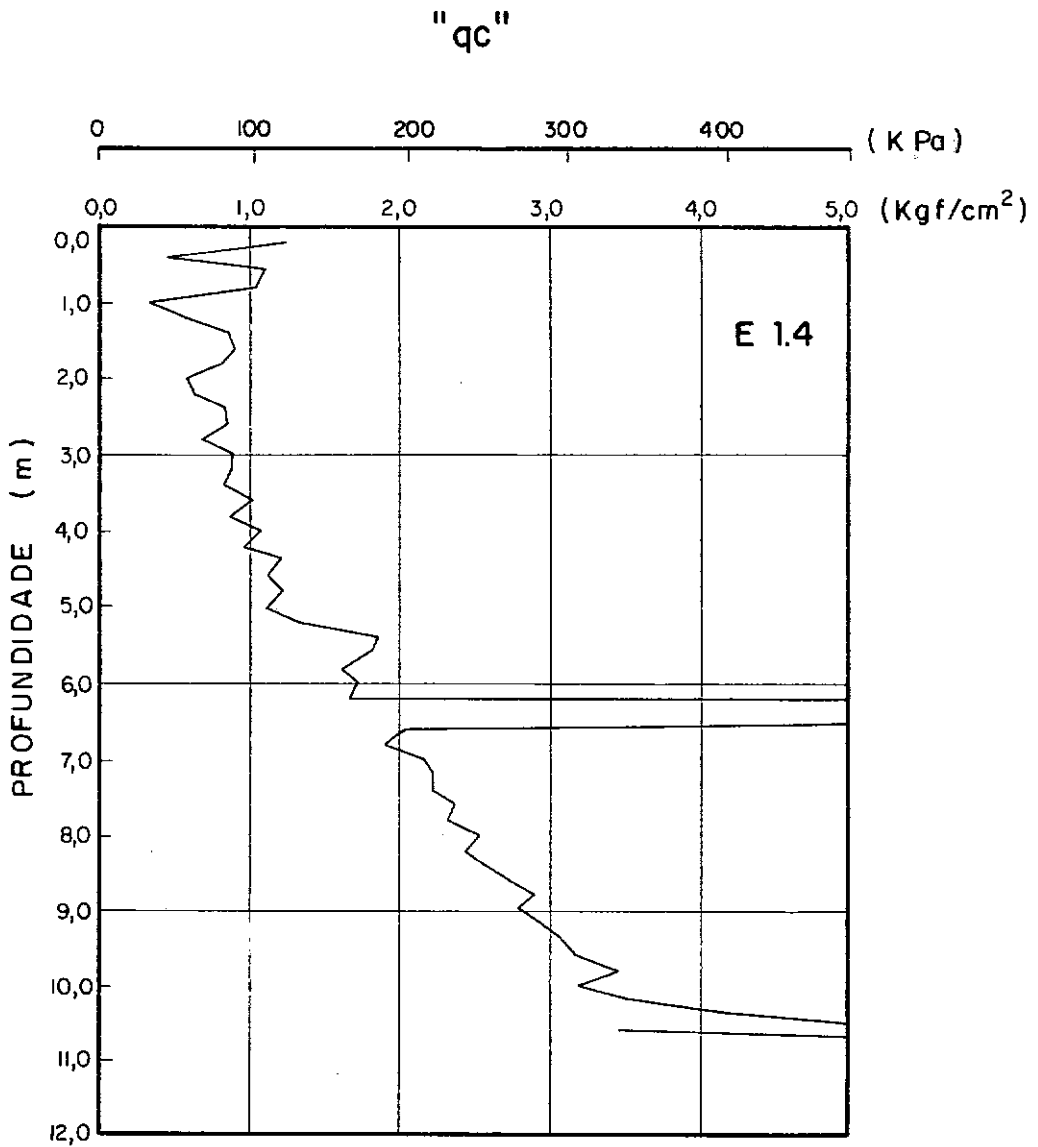


FIG. 6.7 - ENSAIO CONTÍNUO DE PENETRAÇÃO DE CONE  
SOLO EM ESTADO NATURAL DE SOLICITAÇÃO

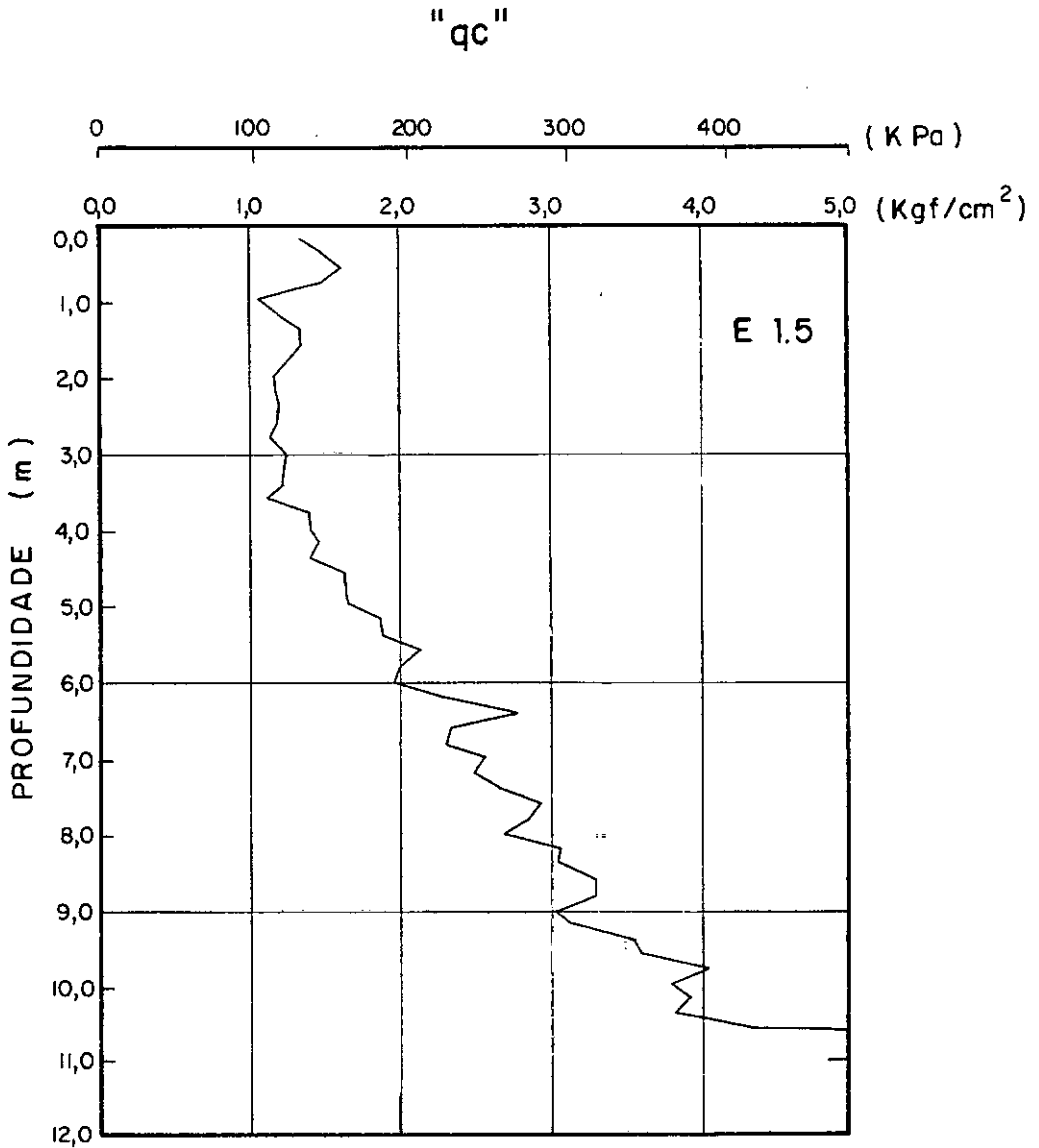


FIG. 6.8 - ENSAIO CONTÍNUO DE PENETRAÇÃO DE CONE  
SOLO EM ESTADO NATURAL DE SOLICITAÇÃO

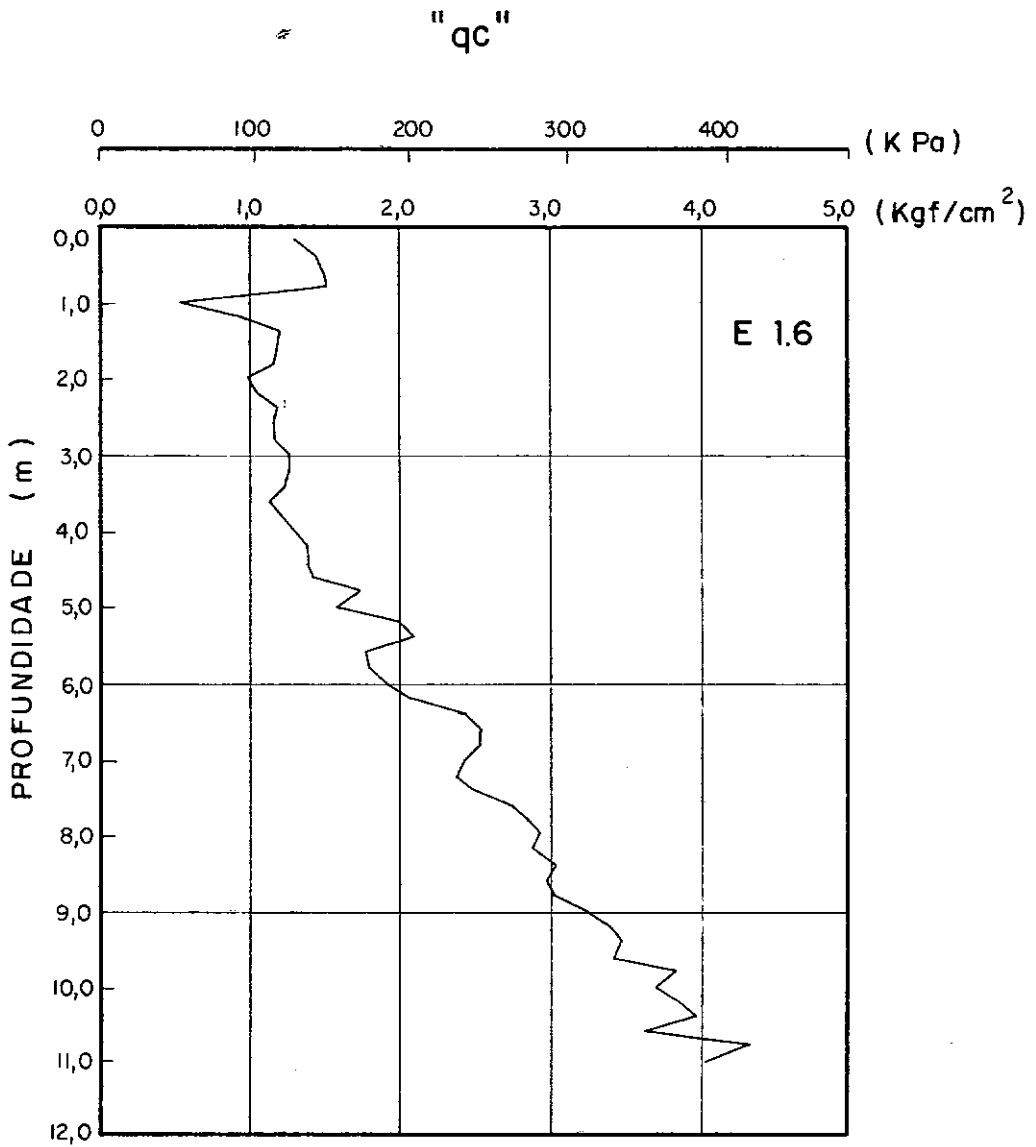
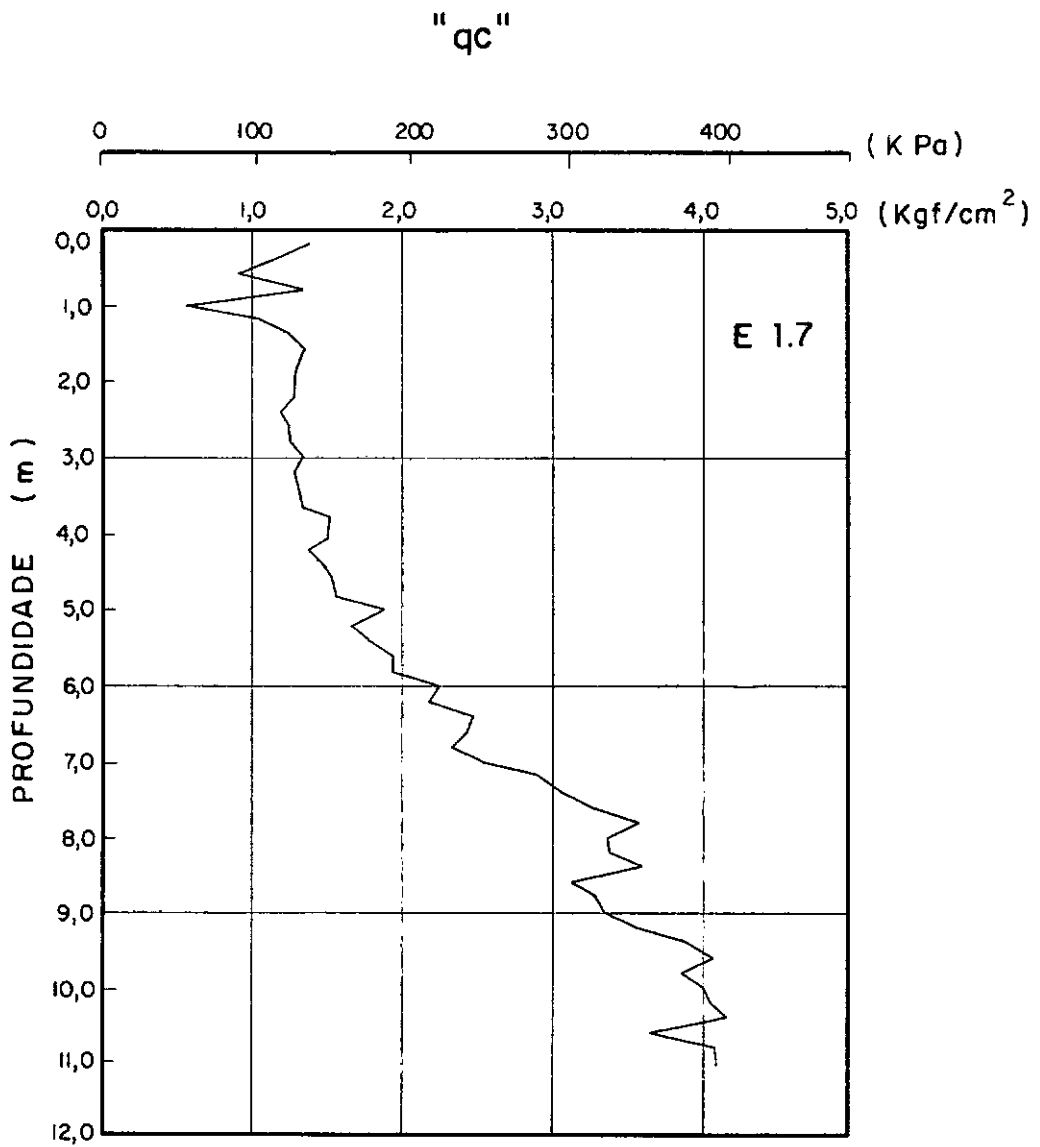


FIG. 6.9 - ENSAIO CONTÍNUO DE PENETRAÇÃO DE CONE  
SOLO EM ESTADO NATURAL DE SOLICITAÇÃO



**FIG. 6.10 - ENSAIO CONTÍNUO DE PENETRAÇÃO DE CONE  
SOLO EM ESTADO NATURAL DE SOLICITAÇÃO**

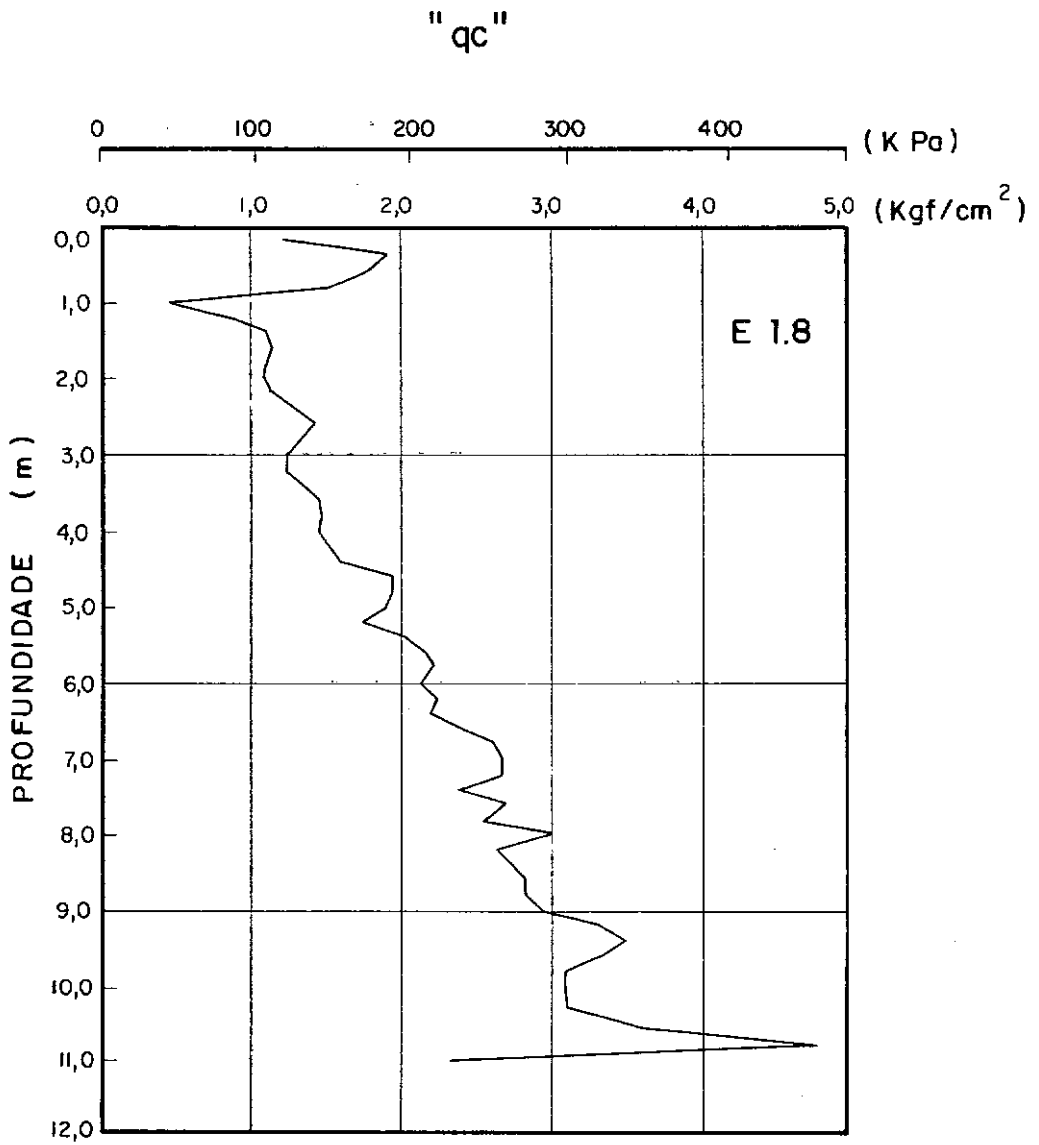


FIG. 6.11 - ENSAIO CONTÍNUO DE PENETRAÇÃO DE CONE  
SOLO EM ESTADO NATURAL DE SOLICITAÇÃO

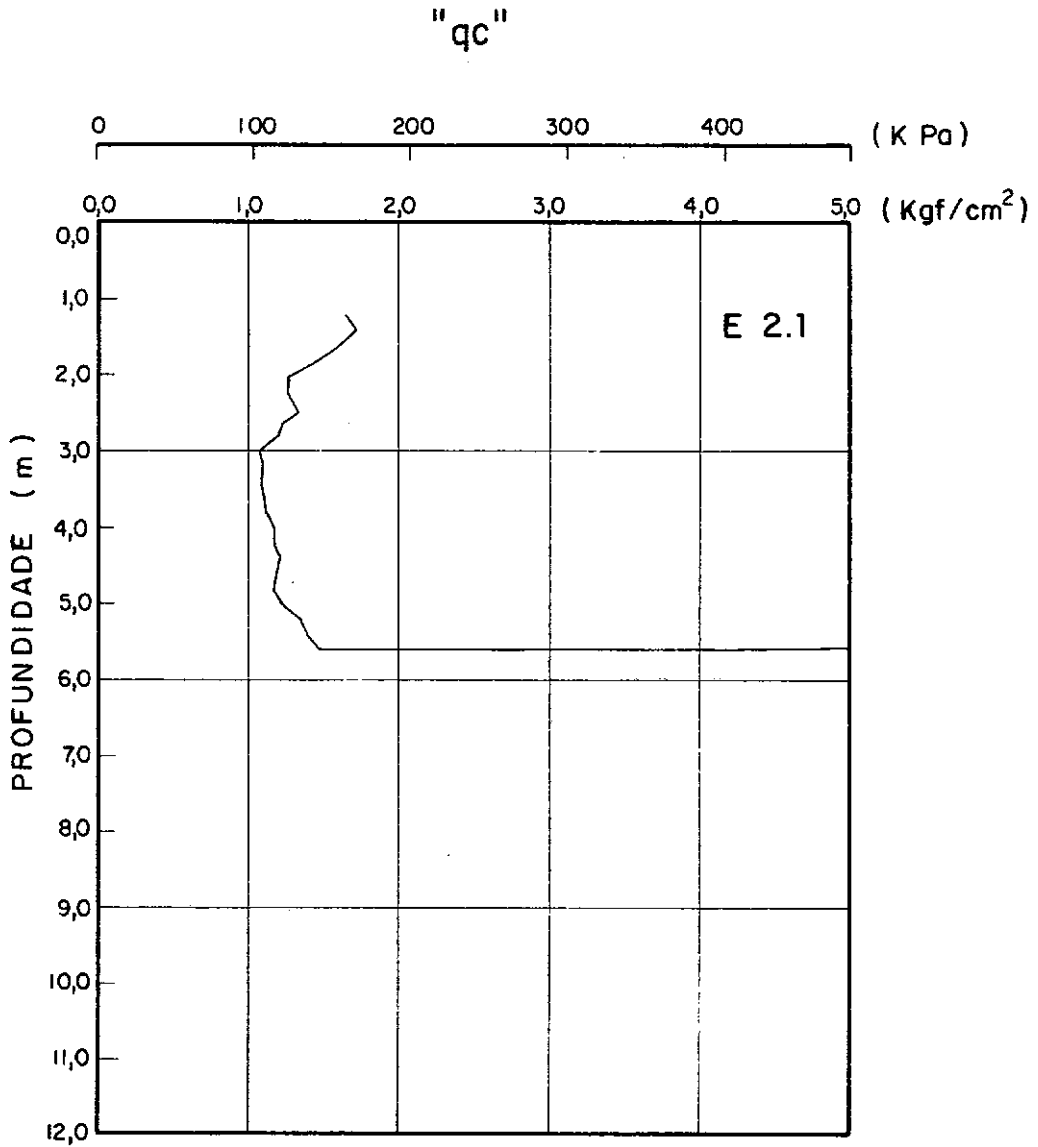


FIG. 6.12 - ENSAIO CONTÍNUO DE PENETRAÇÃO DE CONE  
SOLO SOBRECARGADO

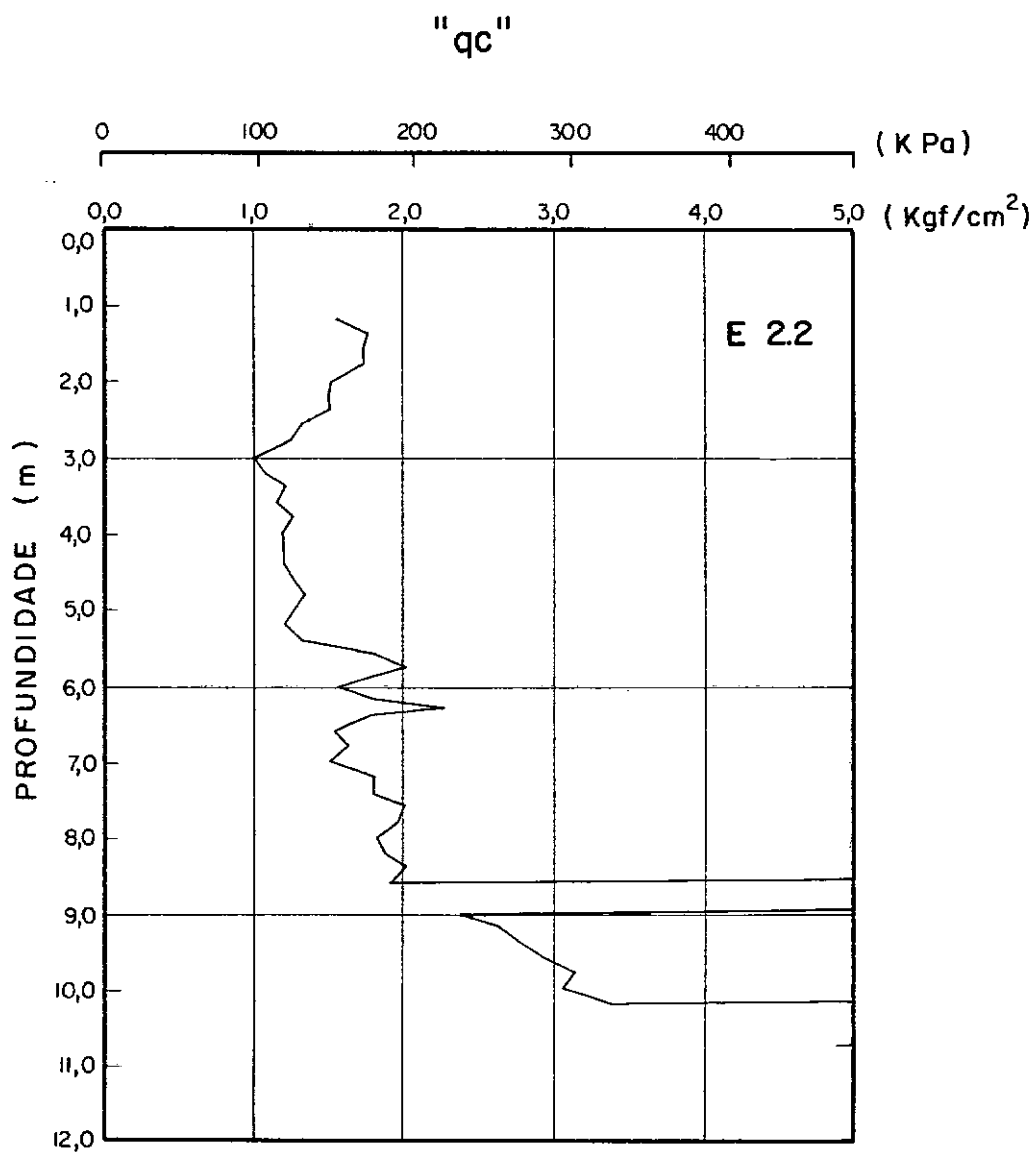
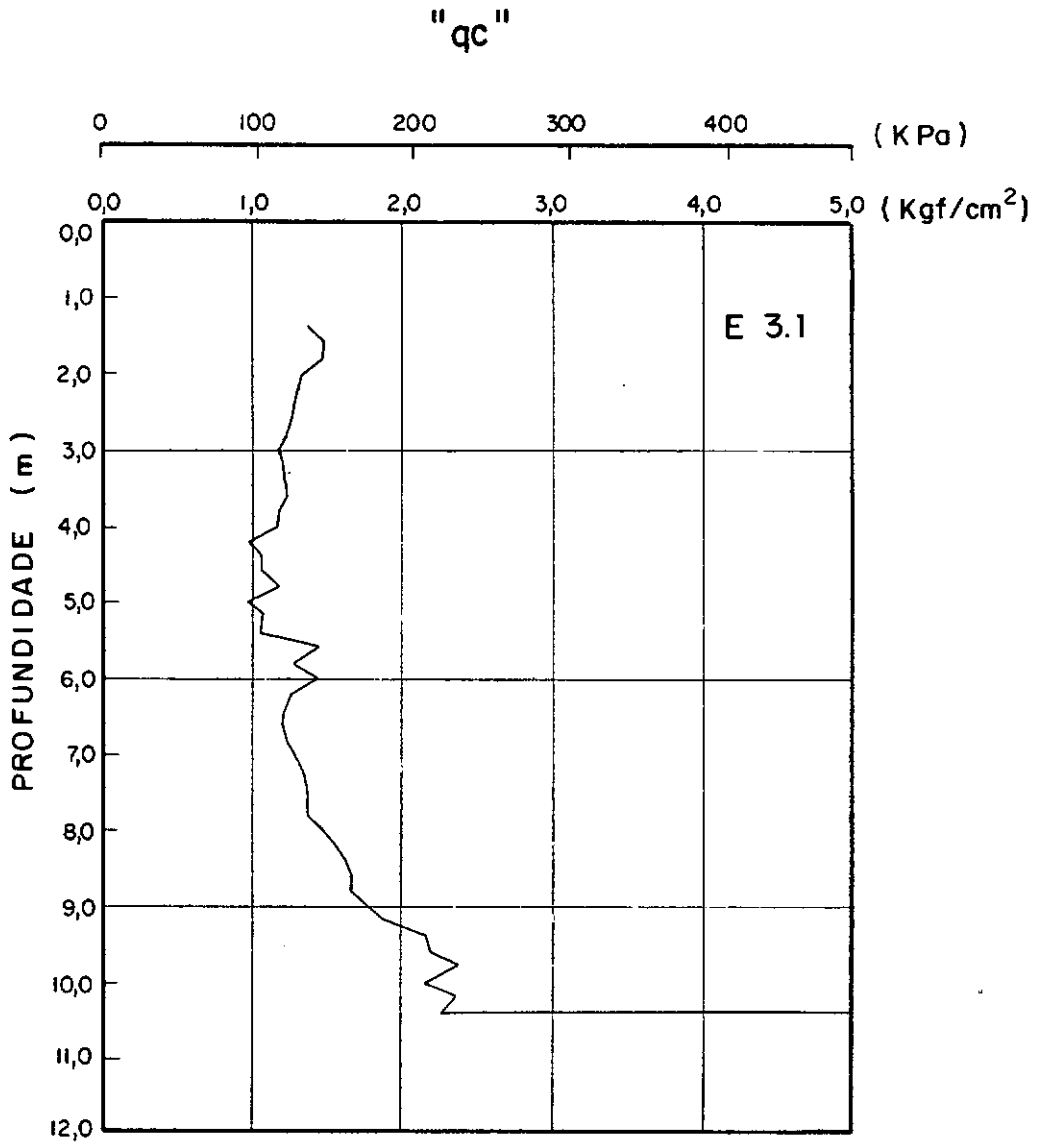


FIG. 6.13 - ENSAIO CONTÍNUO DE PENETRAÇÃO DE CONE  
SOLO SOBRECARGADO





**FIG. 6.14 - ENSAIO CONTÍNUO DE PENETRAÇÃO DE CONE  
SOLO SOBRECARGADO**

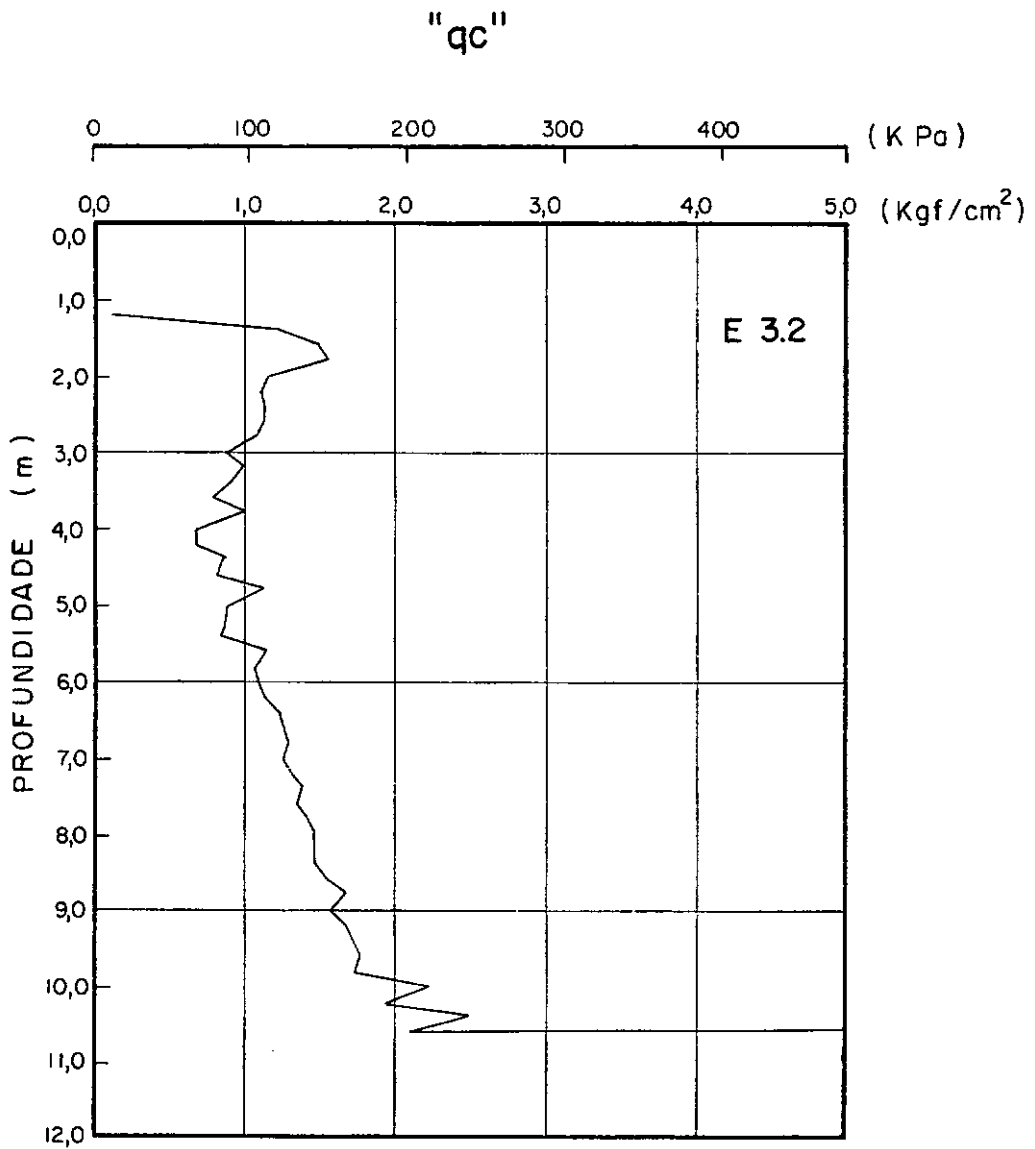


FIG. 6.15 - ENSAIO CONTÍNUO DE PENETRAÇÃO DE CONE SOLO SOBRECARGADO

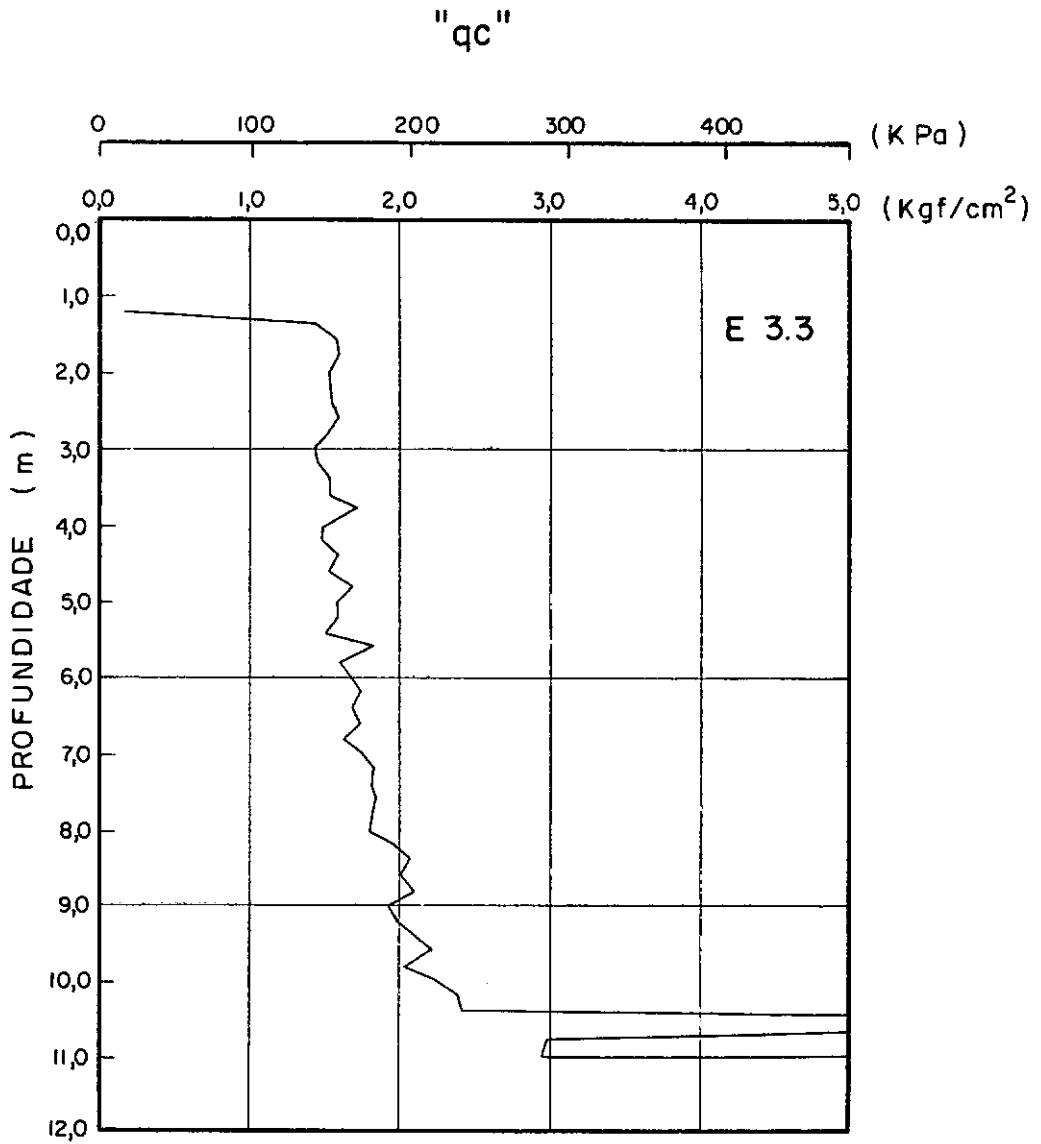


FIG. 6.16 - ENSAIO CONTÍNUO DE PENETRAÇÃO DE CONE  
SOLO SOBRECARGADO

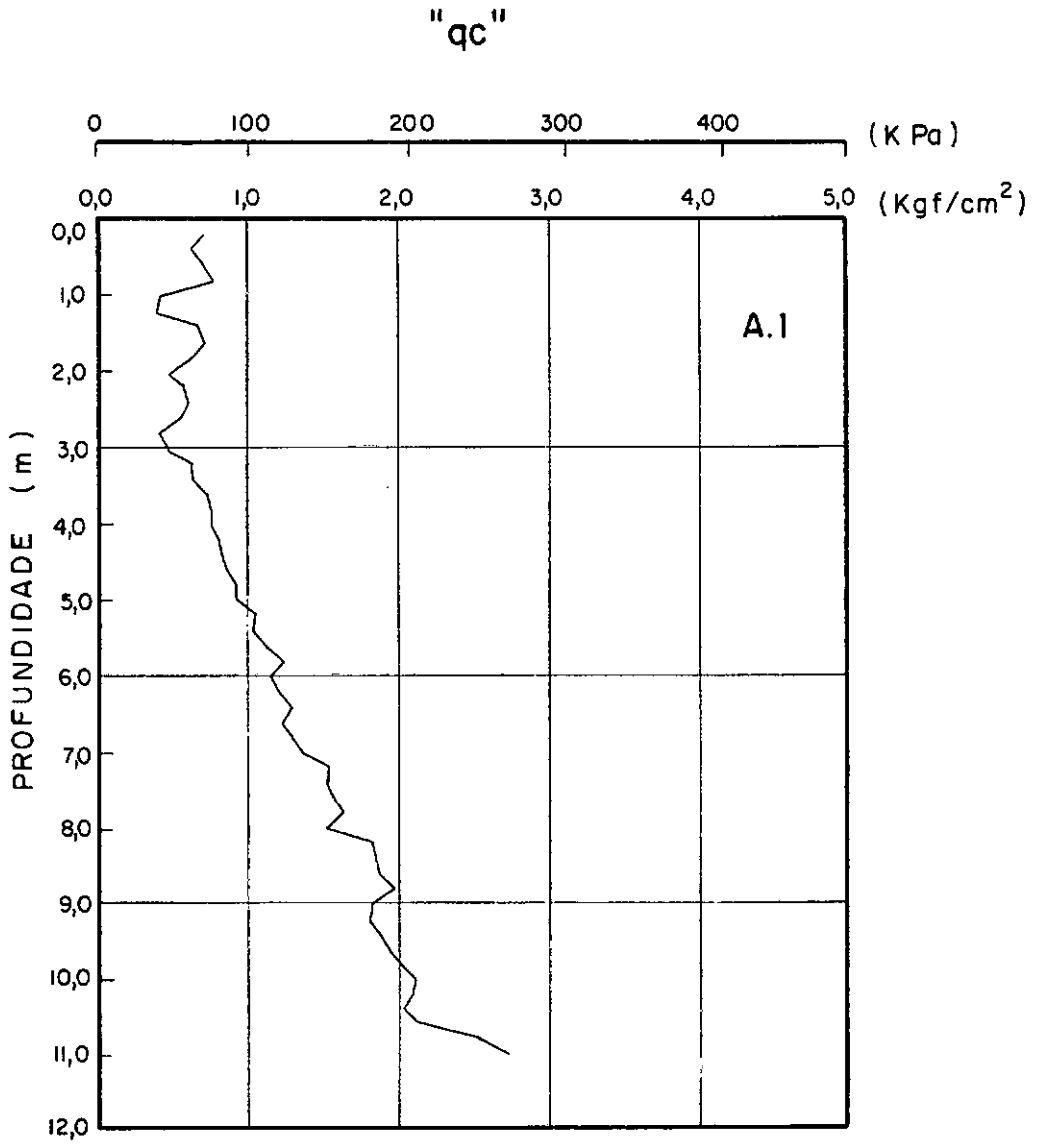


FIG. 6.17 - ENSAIO CONTÍNUO DE PENETRAÇÃO DE CONE  
SOLO EM ESTADO NATURAL DE SOLICITAÇÃO.  
OSCILÓGRAFO ECB

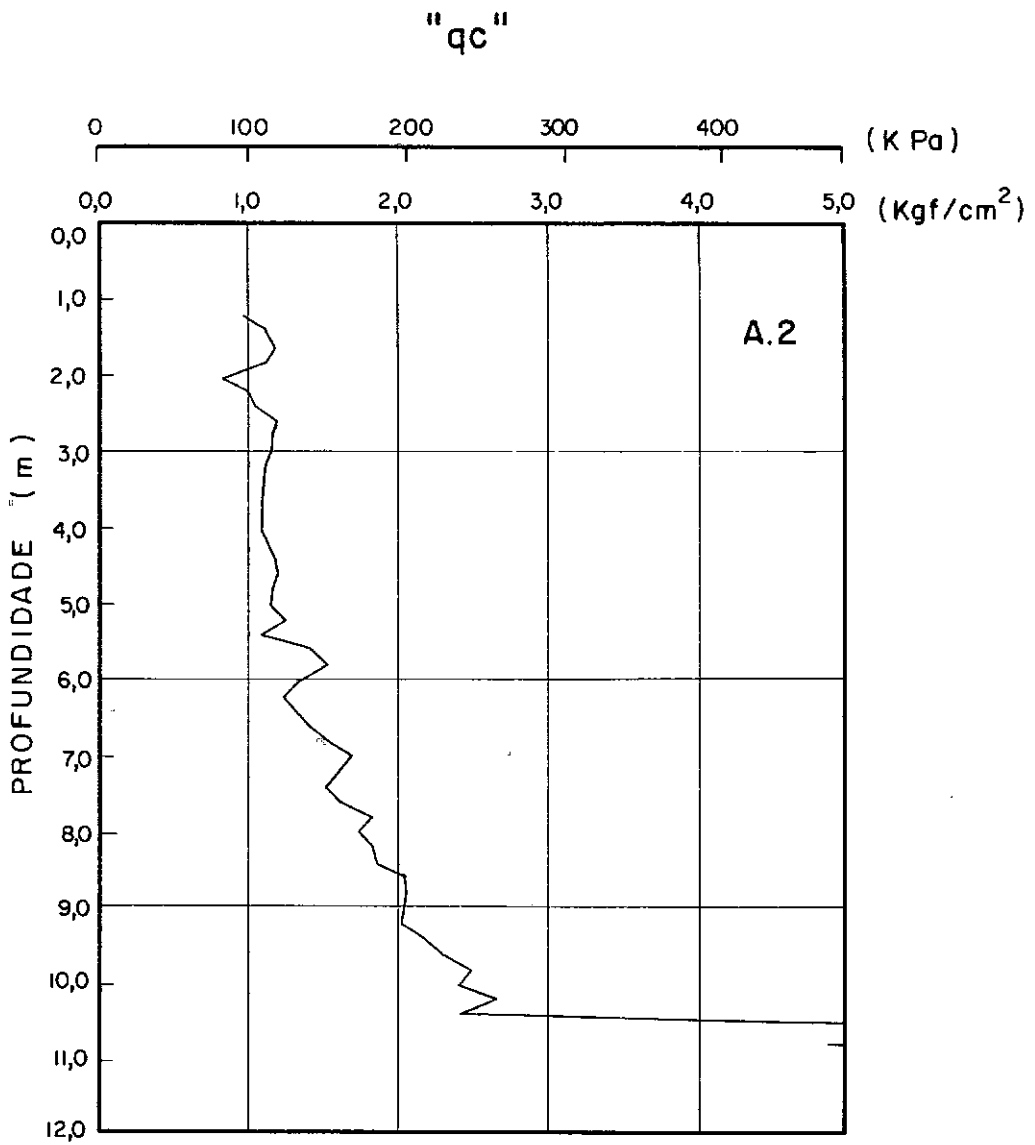
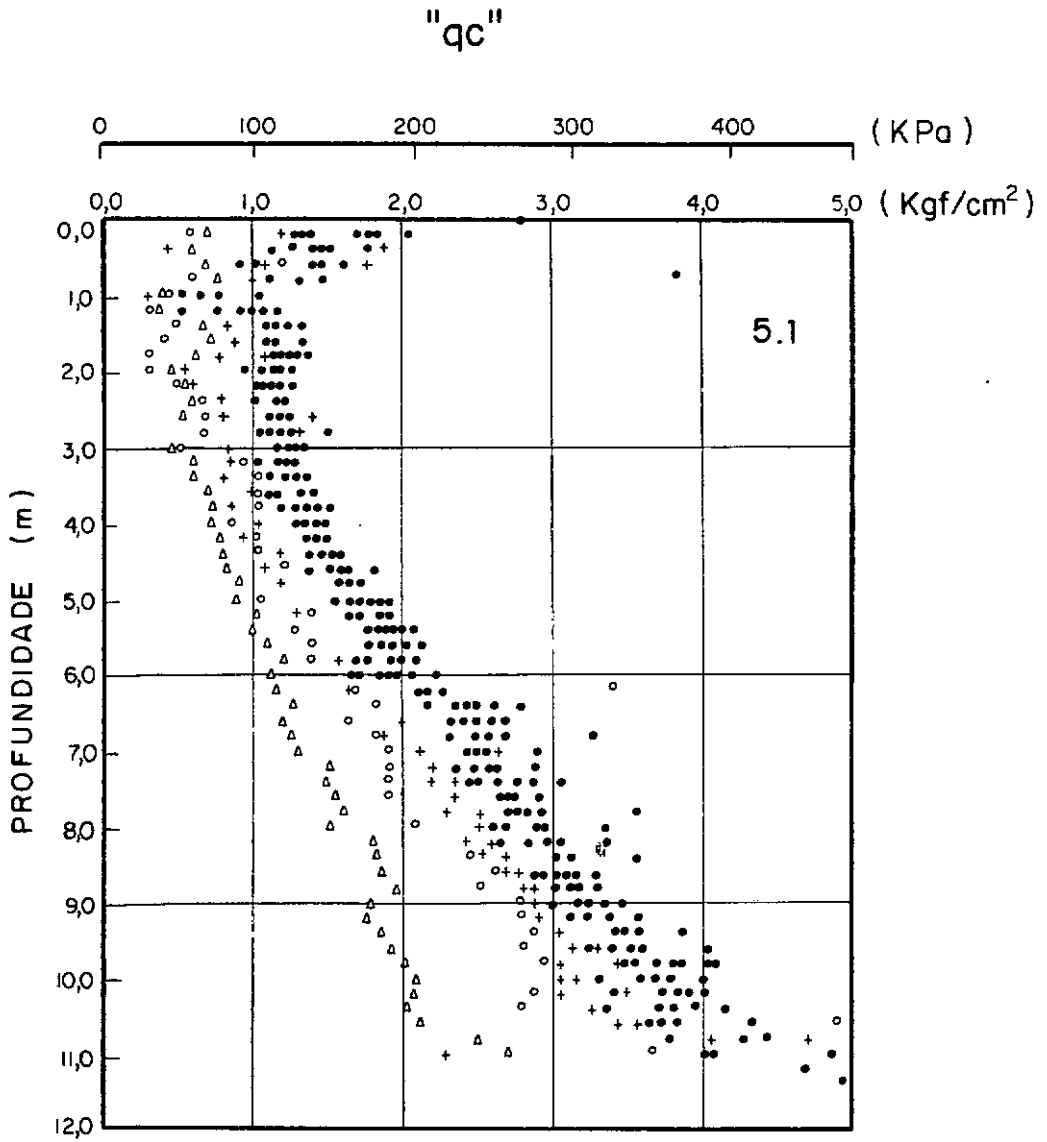


FIG. 6.18 - ENSAIO CONTÍNUO DE PENETRAÇÃO DE CONE  
SOLO SOBRECARGADO.  
OSCILOGRAFO ECB



●	ENS. 1.1, 1.2, 1.3, 1.5, 1.6 e 1.7
+	ENS. 1.4, 1.2
○	ENS. 1.1 ( CONE TIPO FUGRO )
Δ	ENS. A.1 ( C/ REGISTR. AUTOMÁTICO )

FIG. 6.19 - SUPERPOSIÇÃO DE TODOS OS ENSAIOS FEITOS EM SOL  
EM ESTADO NATURAL DE SOLICITAÇÃO.

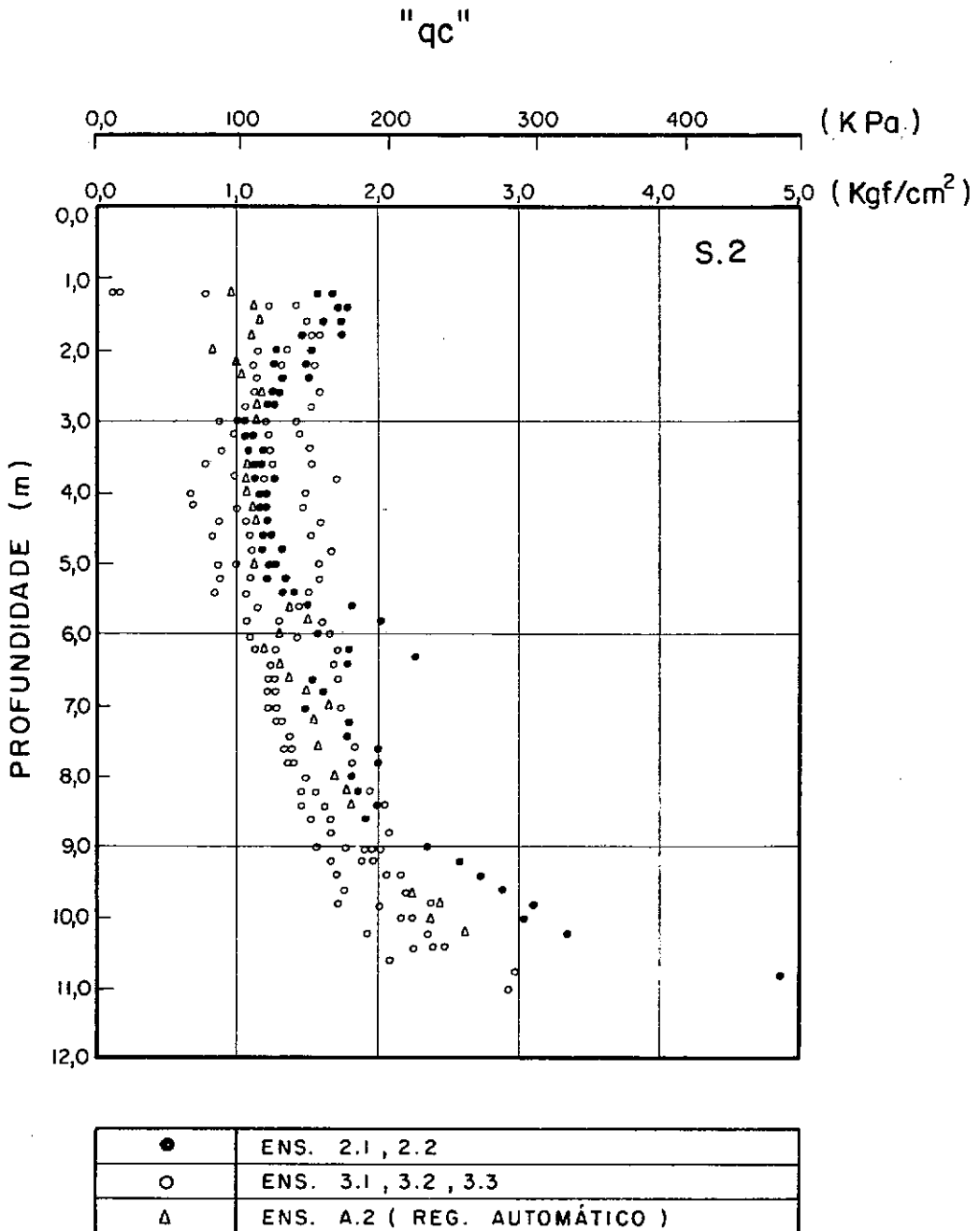


FIG. 6.20 - SUPERPOSIÇÃO DE TODOS OS ENSAIOS FEITOS EM SO  
SOBRECARGADO.  
( ATERRO EXPERIMENTAL I )

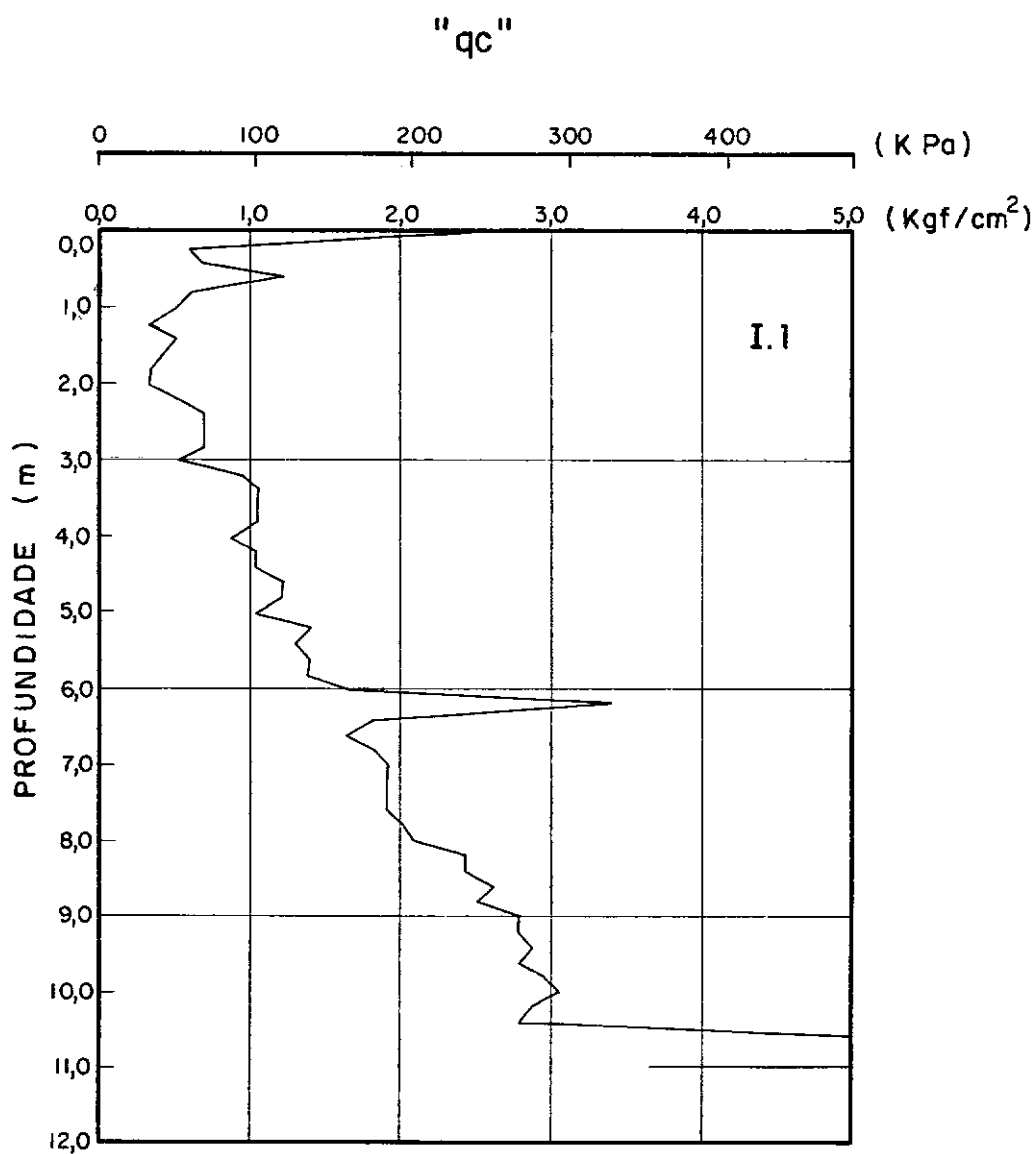


FIG. 6.21 - ENSAIO CONTÍNUO DE PENETRAÇÃO DE CONE  
CONE ELÉTRICO TIPO "FUGRO"

( FONTE : GUIMARÃES E ROCHA Fº, 1981 )



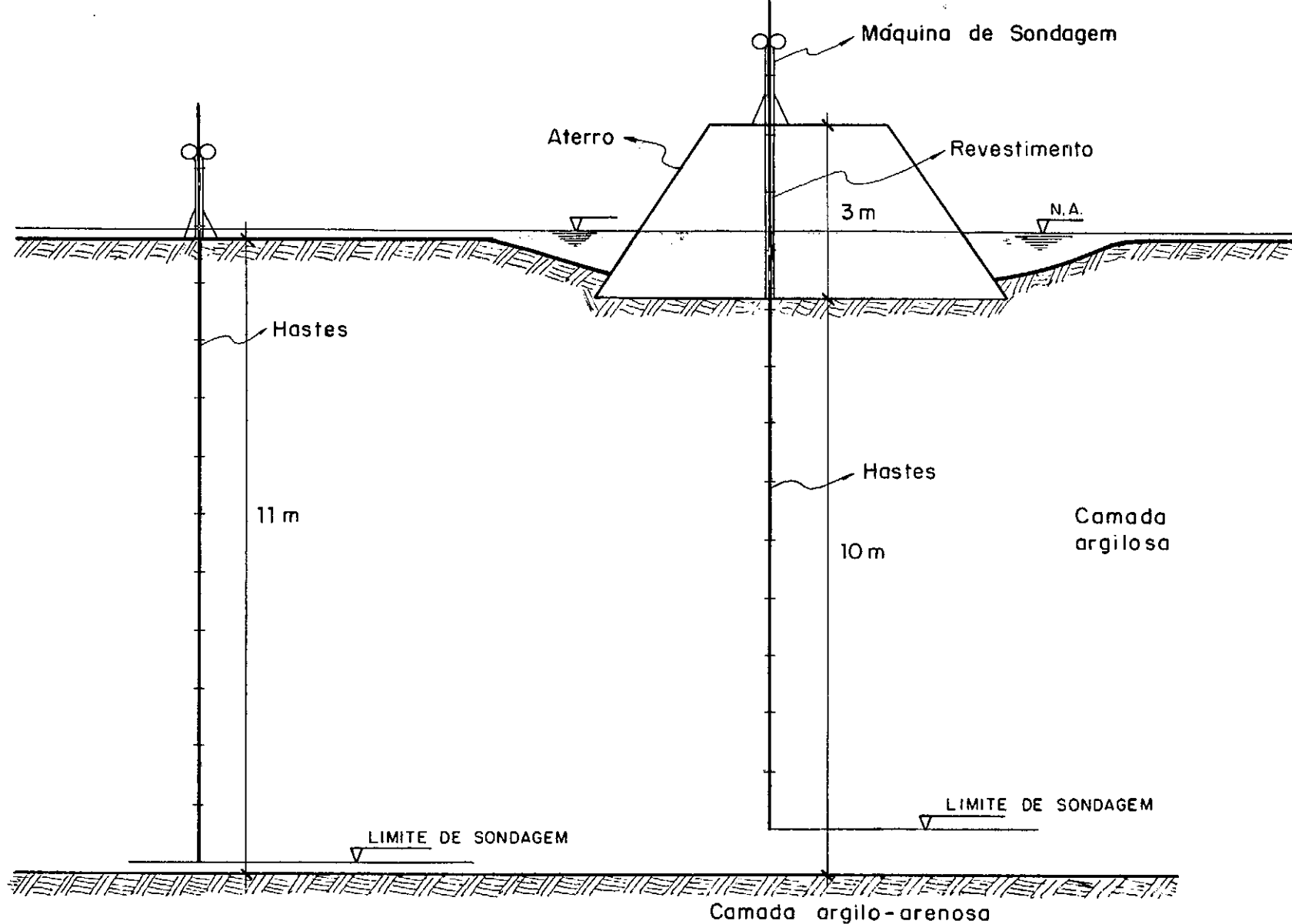


FIG. 6.22 - CROQUÍIS ESQUEMÁTICO DOS PERFIS DE SONDAGEM.

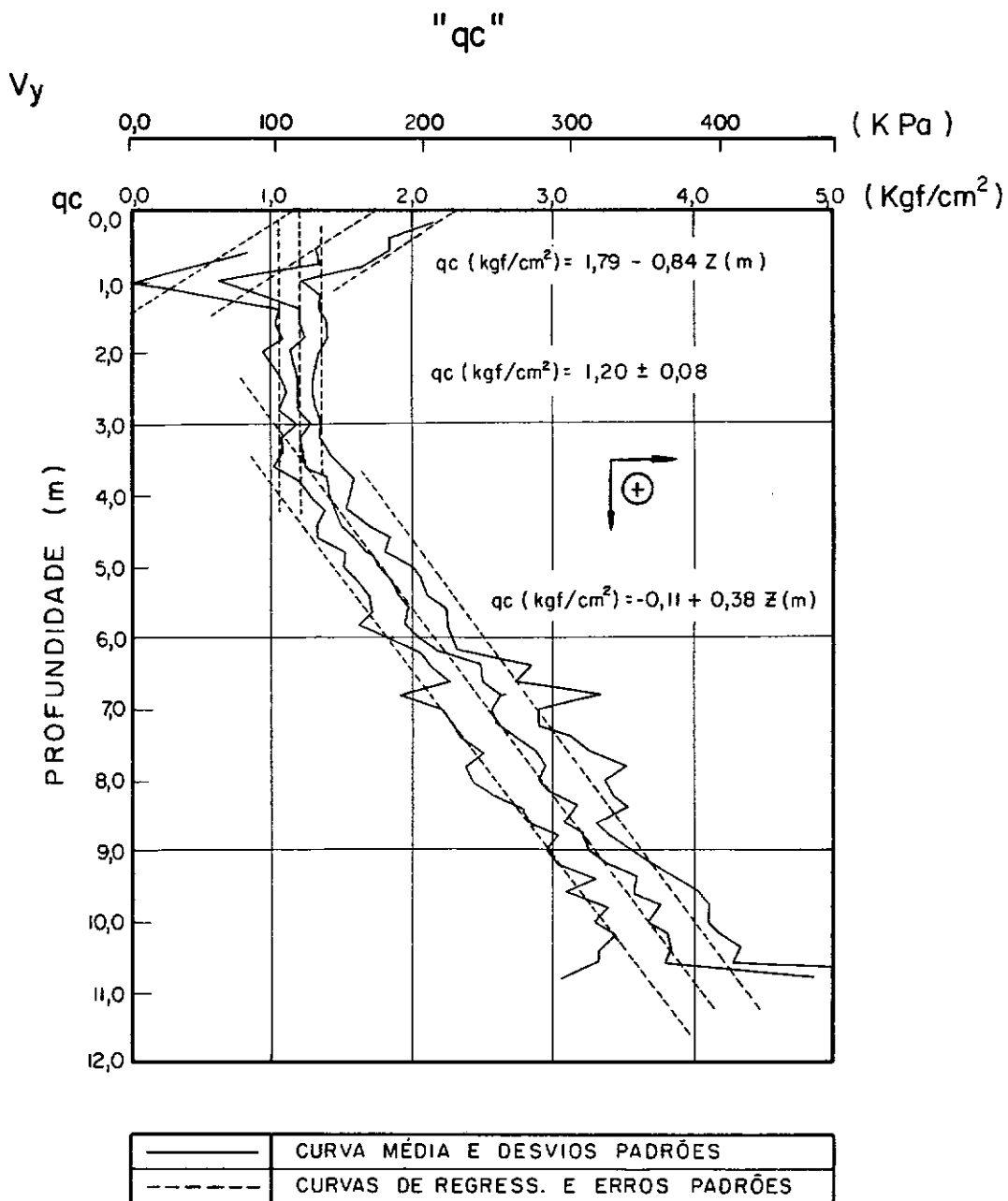


FIG. 6.23 - ENSAIOS 1.1, 1.2, 1.3, 1.5, 1.6 E 1.7 GRÁFICO COMPARATIVO ENTRE CURVA MÉDIA E CURVA DE REGRESSÃO;  $2 S_y$  E  $2 S_{y \cdot x}$ .

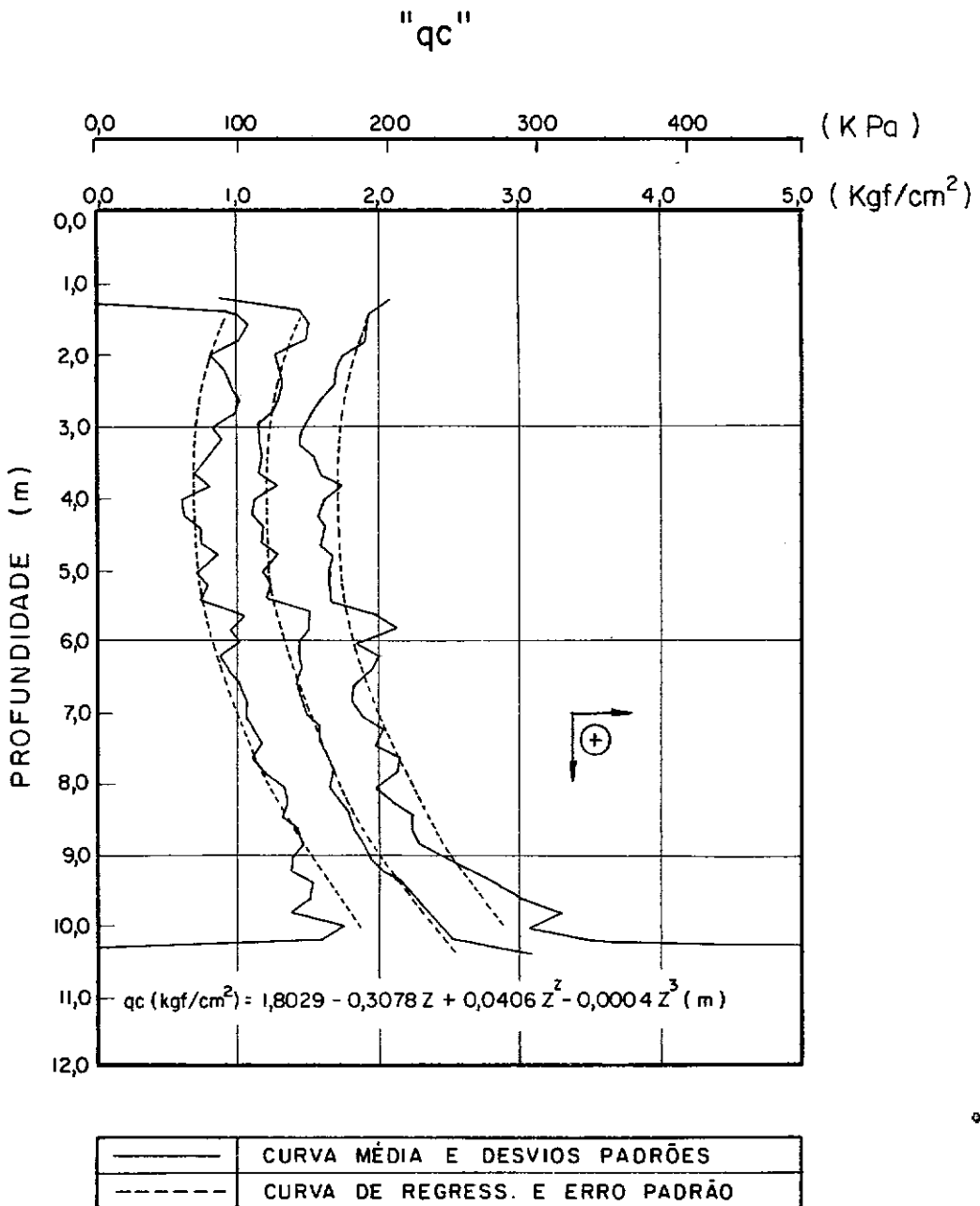


FIG. 6.24 - ENSAIOS 2.1, 2.2, 3.1, 3.2, 3.3 E A.2 GRÁFICO COMPARATIVO ENTRE CURVA MÉDIA E CURVA DE REGRESSÃO;  
2 Sy E 2 Sy.x.

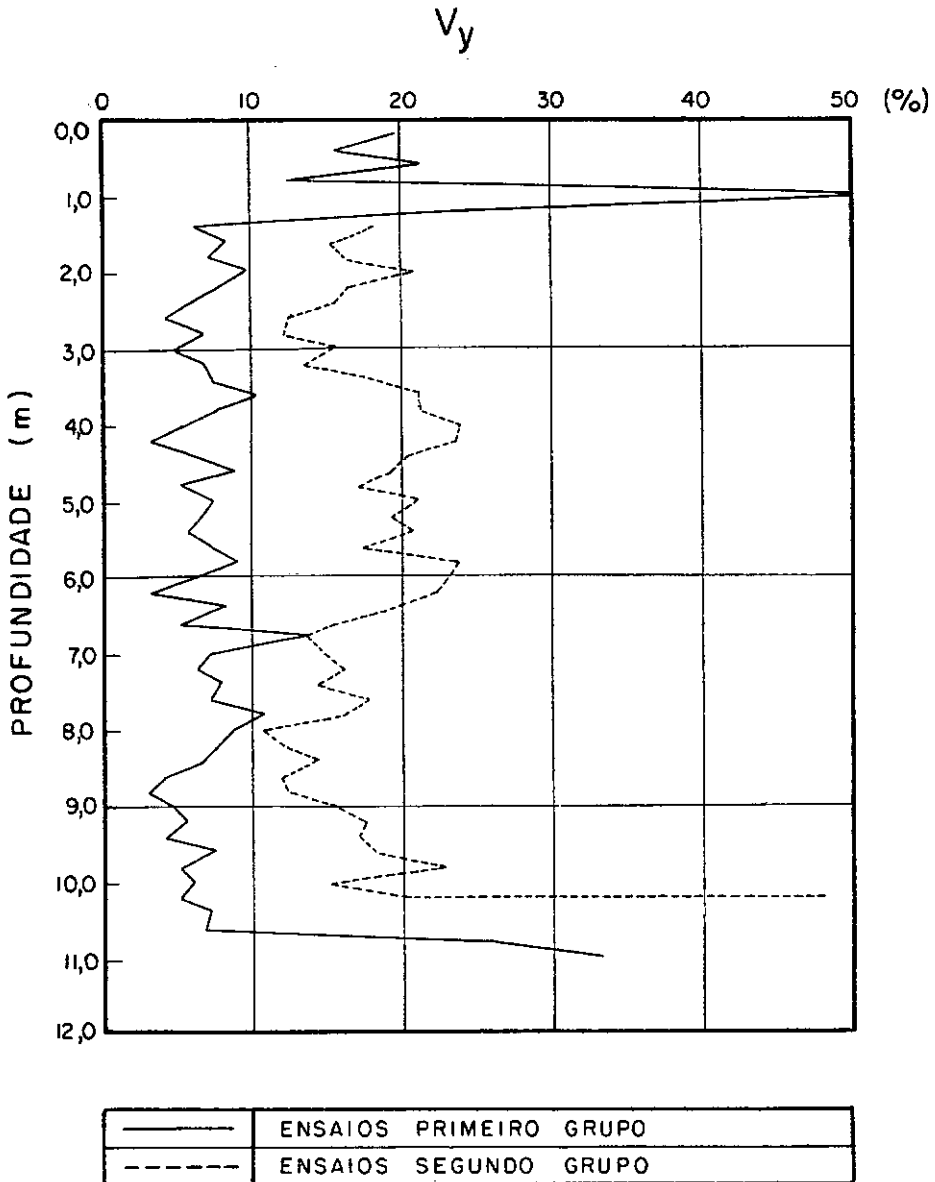


FIG. 6.25 - COEFICIENTE DE VARIAÇÃO EM RELAÇÃO A MÉDIA DOS ENSAIOS:  
1.1, 1.2, 1.3, 1.5, 1.6, 1.7 DO PRIMEIRO GRUPO,  
2.1, 2.2, 3.1, 3.2, 3.3, A.2 DO SEGUNDO GRUPO

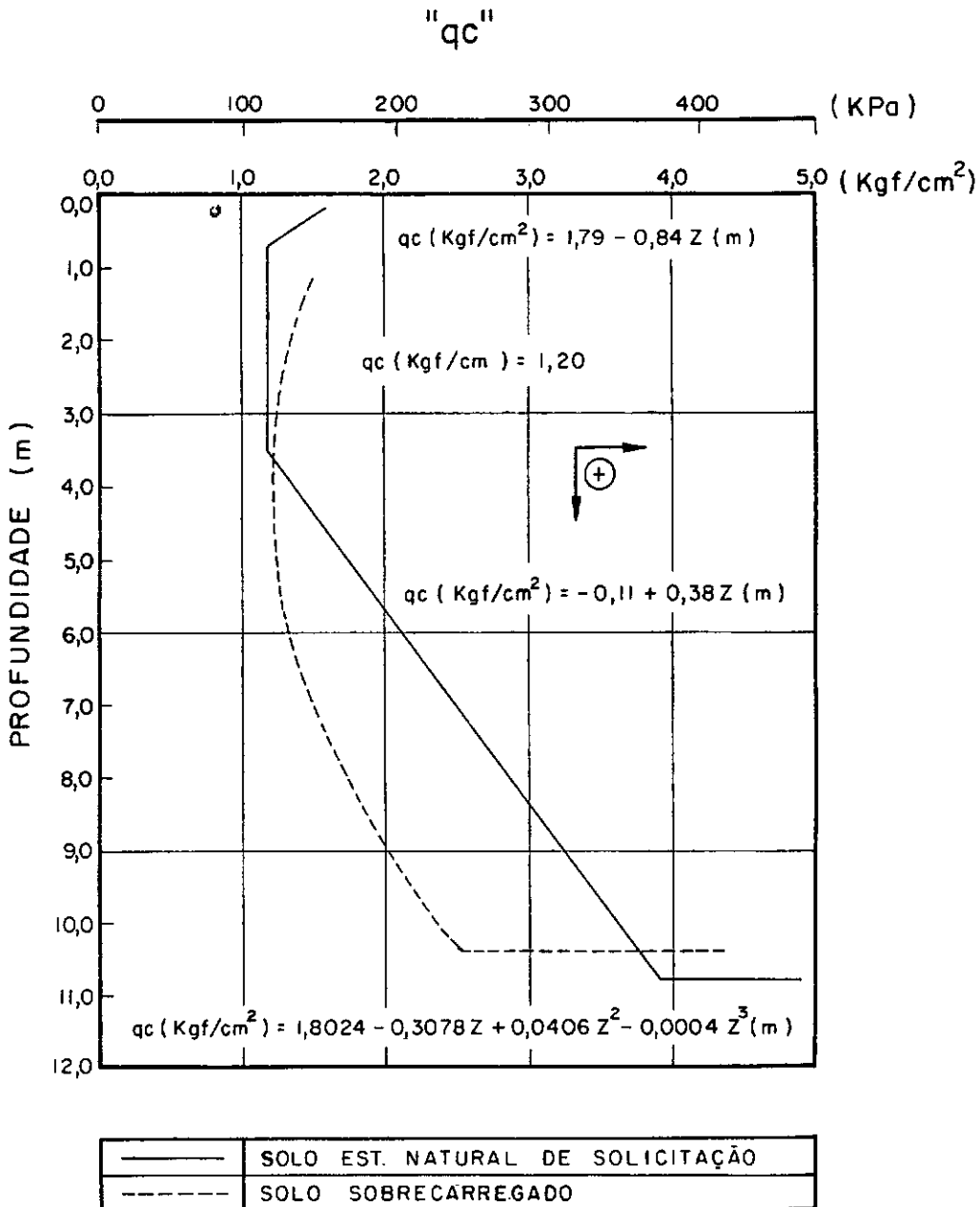


FIG. 6.26 - CURVAS DE REGRESSÃO.

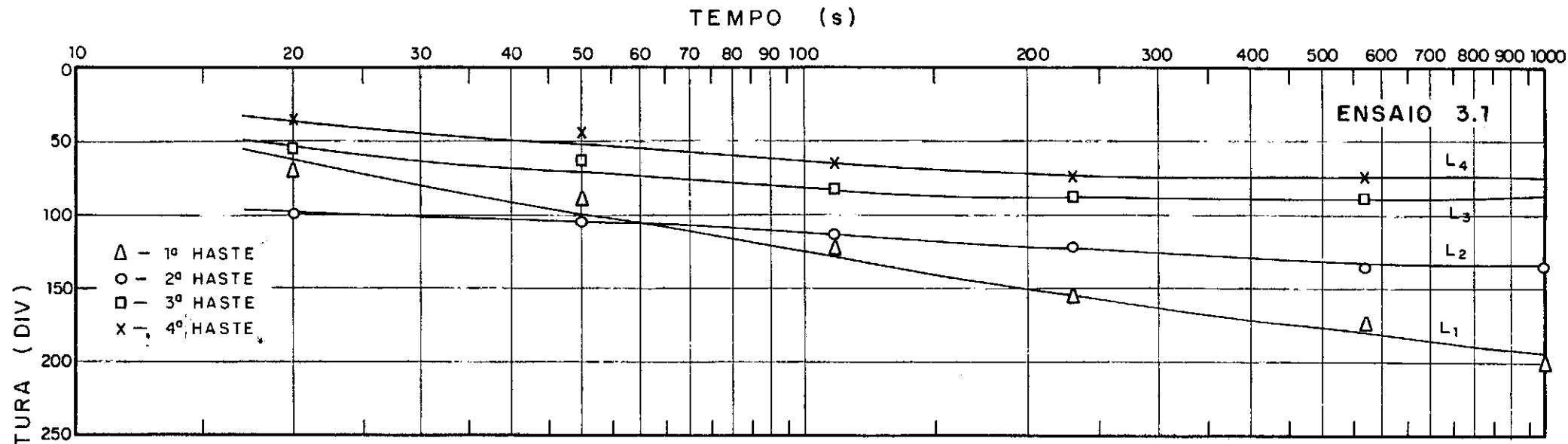


FIG. 6.27a - TEMPO DE ESTABILIZAÇÃO DE LEITURAS - ENSAIO 3.1

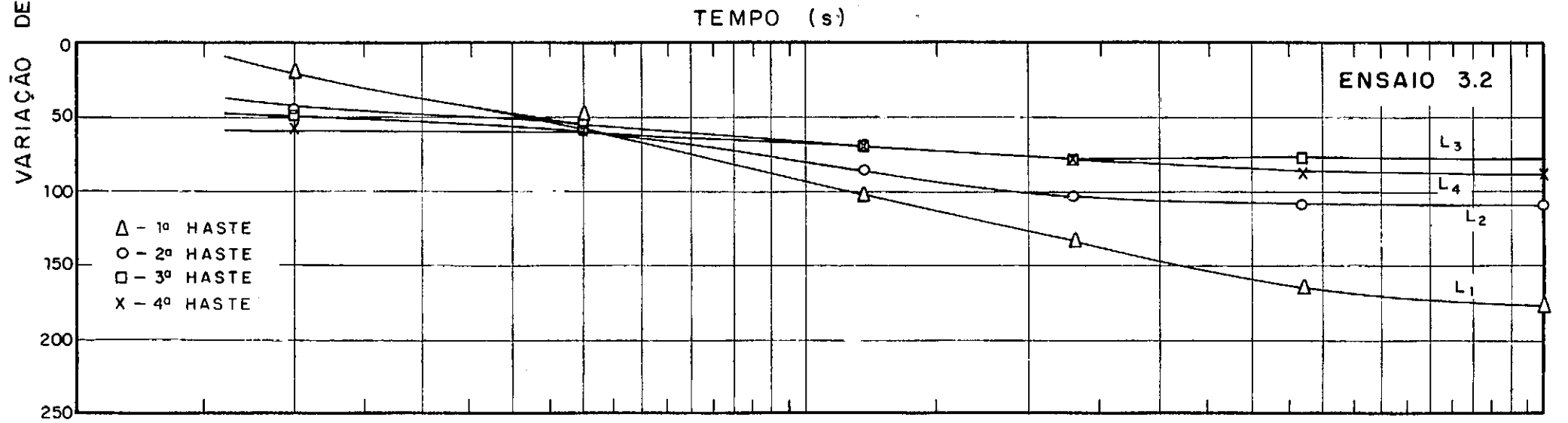


FIG. 6.27b - TEMPO DE ESTABILIZAÇÃO DE LEITURAS - ENSAIO 3.2

## CAPÍTULO 7

### CORRELAÇÕES ENTRE RESISTÊNCIA DE PONTA E RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO SOB CONDIÇÕES NÃO-DRENADAS - FATOR DE CONE

#### 7.1 INTRODUÇÃO

Utilizando-se o enfoque proporcionado pela Teoria de Capacidade de Carga (Capítulo 4), procurou-se estudar a variação do Fator de Cone ( $N_k$ ), em função da profundidade comparando-se estes valores obtidos com aqueles encontrados por outros autores para solos semelhantes ao estudado no presente trabalho. Foram utilizados nesta análise valores de resistência ao cisalhamento não-drenada ( $S_u$ ), obtidos por Collet (1978), através de ensaios de palheta de campo e por Ramalho Ortigão (1980), através do método Shansep (ensaio  $\overline{CTU-C}$ ).

Além dos resultados de resistência de ponta ( $q_c$ ), obtidos no presente trabalho foi utilizado também, a título de comparação, o resultado de um ensaio contínuo de penetração de cone realizado por Guimarães e Rocha Fº (1981).

#### 7.2 COMENTÁRIOS SOBRE OS VALORES DE " $S_u$ " UTILIZADOS NA ANÁLISE

No Capítulo 2 deste trabalho são apresentados alguns valores de resistência não-drenada obtidos para a argila cinza mole da região do Rio Sarapuí. Pela figura 2.7 pode-se notar que valores de  $S_u$  médio obtidos com ensaios de palheta de campo (Collet, 1978), triaxial UU com corpos de prova de 38 mm de diâ

tigão, 1980), são concordantes para profundidades superiores a 2 m. Note-se que entre eles estão os ensaios cujas amostragens são consideradas as de melhor qualidade, indicando que estes valores de "Su" estão entre os mais confiáveis de que se dispõe.

Boas correlações entre valores de resistência ao cisalhamento não-drenada, obtidos através de ensaios de palheta de campo e de resistência de ponta de ensaios de penetração de cone, tem sido relatados por diversos autores (ver Brand e outros, 1974, por exemplo). Por isso, apesar das restrições descritas por Collet (1978), aos resultados dos ensaios de palheta por ele realizados, decidiu-se usa-los nesta análise por serem os mesmos, os únicos ensaios deste tipo disponíveis até o presente momento. De acordo com aquele autor, a dispersão dos resultados foi relativamente grande sendo que a expressão obtida por regressão linear teve um coeficiente de regressão igual a 0,80 e Erro Padrão da Estimativa igual a 0,30 tf/m<sup>2</sup> que é relativamente alto. Problemas relacionados com as hastes e tubos de sondagem, tais como: flambagem, atrito, entrada de solo nos tubos, etc.; foram, segundo aquele mesmo autor, as principais causas da dispersão dos resultados.

Sobre os valores de "Su" obtidos com ensaios tipo  $\overline{CTU}$ -C pelo método Shansep, Ramalho Ortigão (1980), comenta que este método leva a valores muito baixos de "Su" na região superior da argila os quais parecem tender a zero na superfície da camada, parecendo contrariar a realidade pois outros ensaios, tais como o de palheta de campo, parecem evidenciar que nesta região existe uma "crosta" em que "Su" apresenta valores maiores que os encontrados para a profundidade de 2 m.



### 7.3 CÁLCULO DOS FATORES DE CONE (Nk)

Os fatores de cone (Nk) que como foi visto no Capítulo 4, nada mais são que fatores de capacidade de carga relativos ao termo de coesão, foram obtidos a partir da equação (10), apresentada naquele mesmo capítulo:

$$Nk = \frac{qc - \gamma_s Z}{Su} , \quad (27)$$

sendo os cálculos feitos variando-se os parâmetros "qc" e "Su", conforme será visto mais adiante.

Para a utilização do parâmetro "qc" obtido por Guimarães e Rocha Fº (1981), ajustou-se uma curva aos dados do ensaio I.1 (figura 20, tabela 7.3). Assim para os pontos acima da profundidade de 2,7 m, utilizou-se o valor médio das resistências obtidas:

$$qc \text{ (tf/m}^2\text{)} = 5,50 \pm 1,30 ,$$

$$Vy = 24,44\%$$

Para os pontos abaixo de 2,7 m ajustou-se, pelo método dos Mínimos Quadrados a seguinte reta:

$$qc \text{ (tf/m}^2\text{)} = -3,10 + 3,20 Z \text{ (m)}$$

com

$$R = 0,98$$

$$Sy.x = 1,40 \text{ tf/m}^2$$

e  $DPE = 7,70\%$

7.3.1 Cálculo de "Nk" Utilizando Expressões de "Su" Obtidas em Ensaio de Palheta de Campo (Collet, 1978)

a) Resistência de ponta "qc" - presente trabalho.

PARÂMETRO	EXPRESSÃO	INTERVALO	FONTE
qc	$qc \text{ (tf/m}^2\text{)} = 17,90 - 8,40 Z \text{ (m)}$ $qc \text{ (tf/m}^2\text{)} = 12,00$ $qc \text{ (tf/m}^2\text{)} = -1,10 + 3,80 Z \text{ (m)}$	$0,00 < Z \leq 0,70$ $0,70 < Z \leq 3,45$ $Z > 3,45$	presente trabalho
Su	$Su \text{ (tf/m}^2\text{)} = 1,55 - 0,36 Z \text{ (m)}$ $Su \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,40 + 0,09 Z \text{ (m)}$	$Z < 2,50$ $Z \geq 2,50$	Collet (1978)
$\gamma_s$	$\gamma_s \text{ (tf/m}^3\text{)} = 1,29$ $\gamma_s \text{ (tf/m}^3\text{)} = 1,22 + 0,018 Z \text{ (m)}$	$Z < 3,85$ $Z \geq 3,85$	R. Ortigão (1980)

(Os resultados dos cálculos estão resumidos na tabela 7.1.a e na figura 7.2).

b) Resistência de Ponta "qc" - Guimarães e Rocha Fº, 1981.

PARÂMETRO	EXPRESSÃO	INTERVALO	FONTE
qc	$qc \text{ (tf/m}^2\text{)} = 5,50$ $qc \text{ (tf/m}^2\text{)} = -3,10 + 3,20 Z \text{ (m)}$	$Z < 2,70$ $Z \geq 2,70$	Guimarães e Rocha Fº (1981)
Su	$Su \text{ (tf/m}^2\text{)} = 1,55 - 0,36 Z \text{ (m)}$ $Su \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,40 + 0,09 Z \text{ (m)}$	$Z < 2,50$ $Z \geq 2,50$	Collet (1978)
$\gamma_s$	$s \text{ (tf/m}^3\text{)} = 1,29$ $s \text{ (tf/m}^3\text{)} = 1,22 + 0,018 Z \text{ (m)}$	$Z < 3,85$ $Z \geq 3,85$	R. Ortigão (1980)

(Os resultados dos cálculos estão resumidos na tabela 7.1.b e traçados na figura 7.1).

7.3.2 Cálculo de "Nk" Utilizando a Expressão de "Su" Obtida pelo Método Shansep (ensaio CIU-C), por Ramalho Ortigão (1980)

a) Resistência de Ponta "qc" - presente trabalho

PARÂMETRO	EXPRESSÃO	INTERVALO	FONTE
qc	$qc \text{ (tf/m}^2\text{)} = 17,90 - 8,40 Z \text{ (m)}$ $qc \text{ (tf/m}^2\text{)} = 12,00$ $qc \text{ (tf/m}^2\text{)} = -1,10 + 3,80 Z \text{ (m)}$	$0,00 < Z \leq 0,70$ $0,70 < Z \leq 3,45$ $Z > 3,45$	presente trabalho
Su	$Su \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,20 + 0,12 Z \text{ (m)}$	$0,20 \leq Z \leq 10,0$	R. Ortigão (1980)
$\gamma_s$	$\gamma_s \text{ (tf/m}^3\text{)} = 1,29$ $\gamma_s \text{ (tf/m}^3\text{)} = 1,22 + 0,018 Z \text{ (m)}$	$Z < 3,85$ $Z \geq 3,85$	R. Ortigão (1980)

(Os resultados dos cálculos estão resumidos na tabela 7.2.a e traçados na figura 7.2).

b) Resistência de Ponta "qc" - Guimarães e Rocha Fº, 1981

PARÂMETRO	EXPRESSÃO	INTERVALO	FONTE
qc	$qc \text{ (tf/m}^2\text{)} = 5,50$ $qc \text{ (tf/m}^2\text{)} = -3,10 + 3,20 Z \text{ (m)}$	$Z < 2,70$ $Z \geq 2,70$	GUIMARÃES E ROCHA Fº (1981)
Su	$Su \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,20 + 0,12 Z \text{ (m)}$	$0,20 \leq Z \leq 10,0$	R. Ortigão (1980)
$\gamma_s$	$\gamma_s \text{ (tf/m}^3\text{)} = 1,29$ $\gamma_s \text{ (tf/m}^3\text{)} = 1,22 + 0,018 Z \text{ (m)}$	$Z < 3,85$ $Z \geq 3,85$	R. Ortigão (1980)

(Os resultados dos cálculos estão resumidos na tabela 7.2.b e traçados na figura 7.2).

#### 7.4 DETERMINAÇÃO DO ERRO DE AVALIAÇÃO NO CÁLCULO DE "Nk"

A partir da equação (27), apresentada anteriormente, pode-se calcular o erro de avaliação de "Nk" em uma determinada profundidade. Pela Teoria dos Erros, o erro de avaliação de "Nk" seria calculado da seguinte forma:

$$E(Nk) = \sqrt{\left[\frac{\partial Nk}{\partial Su} \cdot E(Su)\right]^2 + \left[\frac{\partial Nk}{\partial \gamma_s} \cdot E(\gamma_s)\right]^2 + \left[\frac{\partial Nk}{\partial qc} \cdot E(qc)\right]^2} \quad (28)$$

Calculando-se as derivadas parciais indicadas na expressão (28), obtem-se:

$$\frac{\partial Nk}{\partial Su} = \frac{\partial}{\partial Su} \left[ \frac{qc - \gamma_s Z}{Su} \right] = - \frac{Nk}{Su} ; \quad (29)$$

$$\frac{\partial Nk}{\partial \gamma_s} = \frac{\partial}{\partial \gamma_s} \left[ \frac{qc - \gamma_s Z}{Su} \right] = - \frac{Z}{Su} ; \quad (30)$$

$$\frac{\partial Nk}{\partial qc} = \frac{\partial}{\partial qc} \left[ \frac{qc - \gamma_s Z}{Su} \right] = \frac{1}{Su} \quad (31)$$

que substituídas em (28), fornecem a expressão:

$$E(Nk) = \sqrt{\left[-\left(\frac{Nk}{Su}\right) \cdot E(Su)\right]^2 + \left[-\left(\frac{Z}{Su}\right) \cdot E(\gamma_s)\right]^2 + \left[\frac{1}{Su} \cdot E(qc)\right]^2} \quad (32)$$

Segundo Collet (1978), o erro padrão da estimativa de "Su" obtido em ensaios de palheta de campo era de 0,30 tf/cm<sup>2</sup>. A tabela 6.3 mostra que os erros de avaliação dos valores de "qc", obtidos neste trabalho, nas profundidades de 3 m, 6 m e 9 m são, respectivamente, 0,8 tf/m<sup>2</sup>, 1,9 tf/m<sup>2</sup> e 1,9 tf/m<sup>2</sup>. A figura 2.5 mostra que para estas mesmas profundidades os erros de avaliação de  $\delta t$  são, respectivamente, 0,01 tf/m<sup>3</sup>, 0,19 tf/m<sup>3</sup> e 0,19 tf/m<sup>3</sup>, sendo, em todos estes casos, considerado o índice

de confiança igual a 70%. Substituindo-se ordenadamente estes valores na expressão (32) obter-se-á, para cada profundidade:

PROF. (m)	$N_k \pm E (N_k)$	Coef.de Variação V (%)
3	$17,85 \pm 8,08$	45
6	$23,00 \pm 7,61$	33
9	$27,25 \pm 6,93$	25,5

Constata-se que o erro de avaliação de "Nk" é bastante dependente do erro padrão da estimativa de "Su" e que o mesmo diminui sensivelmente com o aumento da profundidade.

#### 7.5 COMENTÁRIOS SOBRE OS VALORES DE "Nk" OBTIDOS

Como foi visto na Capítulo 4 deste trabalho, para solos argilosos moles e de baixa sensibilidade, diversos autores admitem valores de "Nk" variando entre 10 e 20.

Meyerhof (1951) baseado na teoria de capacidade de carga havia previsto valores de "Nk" em torno de 9, para solos argilosos moles.

Schmertmann (1975) sugere valores tais como  $N_k = 10$  e  $N_k = 16$  para aquele mesmo tipo de solo conforme sejam utilizadas ponteiros elétricas ou mecânicas, respectivamente na obtenção de "qc".

Thornburn e outros (1981), analisando a influência do estado de tensões do solo apresentam, de acordo com Toolan e Fox (1977), uma faixa de valores entre 10 e 15 para "Nk", em argilas de baixa sensibilidade normalmente ou levemente adensadas.

Brand e outros (1974) apresentam, para um solo de características semelhantes às do solo ensaiado neste trabalho (Bangkok Clay, Bangpli), valores de "Nk" entre 14 e 19, sendo estes resultados encontrados através de correlações entre "qc" obtido com ponteira tipo Begemann e "Su" de ensaios de palheta de campo.

No presente trabalho foram obtidos valores de "Nk" variando entre 14 e 28 nos cálculos em que se utilizaram os valores de "qc" obtido com a ponteira elétrica descrita no capítulo 5 e os de "Su" de ensaios de palheta de campo (Collet, 1978). Nos cálculos em que foram empregados os valores de "Su" obtidos pelo método Shansep (ensaio  $\overline{CIU}$ -C, Ramalho Ortigão, 1980), os valores de "Nk" variaram entre 19 e 27 (figura 7.2), se não forem considerados os valores de "Nk" para níveis acima de 2 m de profundidade tendo em vista as restrições que podem ser feitas aos valores de "qc" e "Su" aí obtidos.

Estes valores de "Nk", à primeira vista parecem um pouco altos se comparados aos obtidos por outros autores, entretanto, como a sensibilidade aceita para a argila cinza-mole do Rio de Janeiro ( $2 < St < 4$ ) é mais baixa do que a dos solos aos quais aqueles autores se referem (ver tabela 4.1), é então lícito que se esperem que estes valores de "Nk" sejam mais altos.

Os resultados do cálculo de "Nk" em que se utilizaram "qc" fornecidos por Guimarães e Rocha Fº (1981), são mais baixos variando entre 7 e 22 no caso em que se usaram os resultados de "Su" de palheta de campo e entre 12 e 20 quando foram usados os resultados do ensaio  $\overline{CIU}$ -C.

As diferenças entre os valores de "Nk" obtidos com os dois tipos de cone mantiveram-se, praticamente, constantes ( $\Delta Nk \sim 6$ ) a partir de uma profundidade determinada (aproximadamente 4,0 m).

#### 7.6 OUTRA FORMA DE CÁLCULO DE "Nk"

O fator de cone "Nk" pode ser também calculado pela relação abaixo, deduzida a partir da hipótese básica de ser "Nk" constante com a profundidade:

$$Nk = \frac{\frac{d \ qc}{d \ Z} - \gamma_s}{\frac{d \ Su}{d \ Z}} \quad (33)$$

No caso em estudo a expressão (28) só conduz a resultados razoáveis na região em que tanto "qc" como "Su" crescem com a profundidade (abaixo de 4,0 m).

Entre 4,0 e 10,0 m, são as seguintes as inclinações das retas obtidas para Su Vs. Z, por Collet (1978) e Ramalho Ortigão (1980):

$$\text{Collet (palheta)} - \frac{d \ Su}{d \ Z} = 0,09 \text{ tf/m}^2/\text{m} ,$$

$$\text{R. Ortigão (Shansep)} - \frac{d \ Su}{d \ Z} = 0,12 \text{ tf/m}^2/\text{m} .$$

Na mesma região são as seguintes as inclinações das retas qc Vs. Z, correspondentes aos ensaios executados pelo autor e a um ensaio isolado de Guimarães e Rocha Fº (1981):

$$\text{Autor} - \frac{d \ qc}{d \ Z} = 3,80 \text{ tf/m}^2/\text{m} ,$$

$$\text{Guimarães e Rocha Fº (1981)} - \frac{d \ qc}{d \ Z} = 3,20 \text{ tf/m}^2/\text{m} .$$

As quatro inclinações acima apresentadas, provenientes de ensaios distintos permitem o cálculo de quatro valores de "Nk" através da expressão (33), utilizando-se  $\gamma_s = 1,32 \text{ tf/m}^3$ :

- a) Palheta (Collet, 1978) e Cone (Autor) - Nk = 28
- b) Palheta (Collet, 1978) e Cone (G. & R.F., 1981) - Nk = 21
- c) Shansep (R. Ortigão, 1980) e Cone (Autor) - Nk = 21
- d) Shansep (R. Ortigão, 1980) e Cone (G. & R.F., 1981) - Nk = 16

Observa-se que estes valores, independentes quanto à sua origem, estão dentro de uma faixa não muito ampla (16 a 28) e se aproximam dos atribuídos por Brand e outros (1974), à argila de Bangkok (14 a 19). Note-se também que estes valores se aproximam dos obtidos pelo processo indicado no item 7.2 para a região entre as profundidades de 4,0 e 10,0 m:

- a) Palheta (Collet, 1978) e Cone (Autor) - 19 a 28
- b) Palheta (Collet, 1978) e Cone (G. & R.F., 1981) - 13 a 22
- c) Shansep (R. Ortigão, 1980) e Cone (Autor) - 20 a 26
- d) Shansep (R. Ortigão, 1980) e Cone (G. & R.F., 1981) - 14 a 20

Estes resultados demonstram que apesar dos problemas anteriormente descritos relativos à influência da variação da temperatura no perfil de sondagem e da dispersão das leituras, os resultados obtidos foram de qualidade razoável podendo ser utilizados como valores básicos de comparação, em pesquisas futuras.



TABELA 7.1

FATORES DE CONE				Nk = (qc - γs . Z)/Su			
PARÂM.	FONTE		7.1.a	PARÂM.	FONTE		7.1.b
qc	PRESENTE TRABALHO			qc	GUIMARÃES E ROCHA Fº (1981)		
Su	COLLET (1978)			Su	COLLET (1978)		
γs	R. ORTIGÃO (1980)			γs	R. ORTIGÃO (1980)		
0,0		5,0	20,98	0,0		5,0	15,10
20	10,97	20	21,42	20	3,72	20	15,52
40	10,34	40	21,84	40	3,91	40	15,92
60	9,63	60	22,24	60	4,12	60	16,31
80	9,50	80	22,63	80	4,35	80	16,68
1,0	10,07	6,0	23,00	1,0	4,61	6,0	17,04
20	10,72	20	23,36	20	4,91	20	17,39
40	11,46	40	23,70	40	5,24	40	17,92
60	12,30	60	24,04	60	5,63	60	18,04
80	13,28	80	24,36	80	6,07	80	18,35
2,0	14,43	7,0	24,67	2,0	6,60	7,0	18,65
20	15,79	20	24,95	20	7,22	20	18,93
40	17,45	40	25,25	40	7,97	40	19,21
60	18,87	60	25,53	60	8,62	60	19,48
80	18,35	80	25,80	80	8,93	80	19,74
3,0	17,85	8,0	26,06	3,0	9,64	8,0	19,99
20	17,38	20	26,32	20	10,32	20	20,24
40	16,94	40	26,56	40	10,96	40	20,47
60	17,31	60	26,80	60	11,57	60	20,70
80	17,91	80	27,03	80	12,14	80	20,92
4,0	18,48	9,0	27,25	4,0	12,70	9,0	21,14
20	19,03	20	27,47	20	13,22	20	21,35
40	19,55	40	27,68	40	13,72	40	21,55
60	20,05	60	27,88	60	14,20	60	21,75
80	20,53	80	28,08	80	14,66	80	21,94
		10,0	28,28			10,0	22,12
Nk MÉDIO = 20,43				Nk MÉDIO = 14,03			

TABELA 7.2

FATORES DE CONE

PARÂM.	FONTE		7.2.a
qc	PRESENTE TRABALHO		
Su(CIU-C)	R. ORTIGÃO (1980)		
γs	R. ORTIGÃO (1980)		
0,0	5,0	22,29	
20	72,40	20	22,56
40	58,61	40	22,82
60	47,25	60	23,06
80	40,51	80	23,28
1,0	37,46	6,0	23,50
20	34,84	20	23,70
40	32,56	40	23,90
60	30,56	60	24,08
80	28,79	80	24,26
2,0	27,21	7,0	24,43
20	25,80	20	24,59
40	24,53	40	24,74
60	23,37	60	24,89
80	22,32	80	25,03
3,0	21,36	8,0	25,16
20	20,48	20	25,29
40	19,66	40	25,42
60	19,83	60	25,54
80	20,26	80	25,65
4,0	20,66	9,0	25,76
20	21,03	20	25,87
40	21,38	40	25,97
60	21,70	60	26,07
80	22,01	80	26,17
	10,0		

Nk MÉDIO = 27,10

$$Nk = (qc - \gamma_s \cdot z) / Su$$

PARÂM.	FONTE		7.2.b
qc	GUIMARÃES E ROCHA FQ (1981)		
Su(CIU-C)	R. ORTIGÃO (1980)		
γs	R. ORTIGÃO (1980)		
0,0	5,0	16,04	
20	24,54	20	16,35
40	22,16	40	16,64
60	20,19	60	16,91
80	18,55	80	17,17
1,0	17,15	6,0	17,41
20	15,94	20	17,65
40	14,90	40	17,87
60	13,98	60	18,08
80	13,17	80	18,28
2,0	12,44	7,0	18,47
20	11,79	20	18,65
40	11,21	40	18,82
60	10,68	60	18,99
80	10,87	80	19,15
3,0	11,54	8,0	19,30
20	12,16	20	19,45
40	12,72	40	19,59
60	13,25	60	19,73
80	13,74	80	19,86
4,0	14,19	9,0	19,98
20	14,61	20	20,10
40	15,00	40	20,22
60	15,37	60	20,33
80	15,72	80	20,44
	10,0		

Nk MÉDIO = 16,84

TABELA 7.3

ENSAIO CONTÍNUO DE PENETRAÇÃO DE CONE

DATA: 18/08/81		Nº: 01	
CONE: FUGRO		AUTOR: I. GUIMARÃES	
PROF. (cm)	qc (kgf/cm <sup>2</sup> )	PROF. (cm)	qc (kgf/cm <sup>2</sup> )
0,00	0,00	579,81	1,44
23,26	0,61	600,00	1,66
41,86	0,70	600,00	1,93
59,30	1,23	620,82	3,41
76,74	0,61	642,72	1,84
100,00	0,53	662,14	1,66
100,00	0,79	681,55	1,84
119,00	0,35	700,00	1,93
139,00	0,53	700,00	2,10
159,00	0,44	724,59	1,93
179,00	0,35	737,70	1,93
200,00	0,35	763,93	1,93
200,00	0,70	774,86	2,01
220,87	0,53	800,00	2,10
240,29	0,70	800,00	2,28
259,71	0,70	820,77	2,45
219,13	0,70	849,76	2,45
300,00	0,53	859,42	2,45
300,00	1,23	878,74	2,54
316,99	0,96	900,00	2,80
336,41	1,05	900,00	2,89
365,53	1,05	922,94	2,80
375,24	0,88	441,28	2,89
400,00	0,88	959,63	2,80
400,00	1,40	977,98	2,98
423,58	1,05	1000,00	3,06
441,05	1,05	1000,00	3,06
458,52	1,23	1023,03	2,89
475,98	1,23	1045,51	2,80
500,00	1,05	1062,36	4,90
500,00	1,58	1079,78	10,68
523,47	1,40	1100,00	3,68
542,25	1,31		
563,85	1,41		

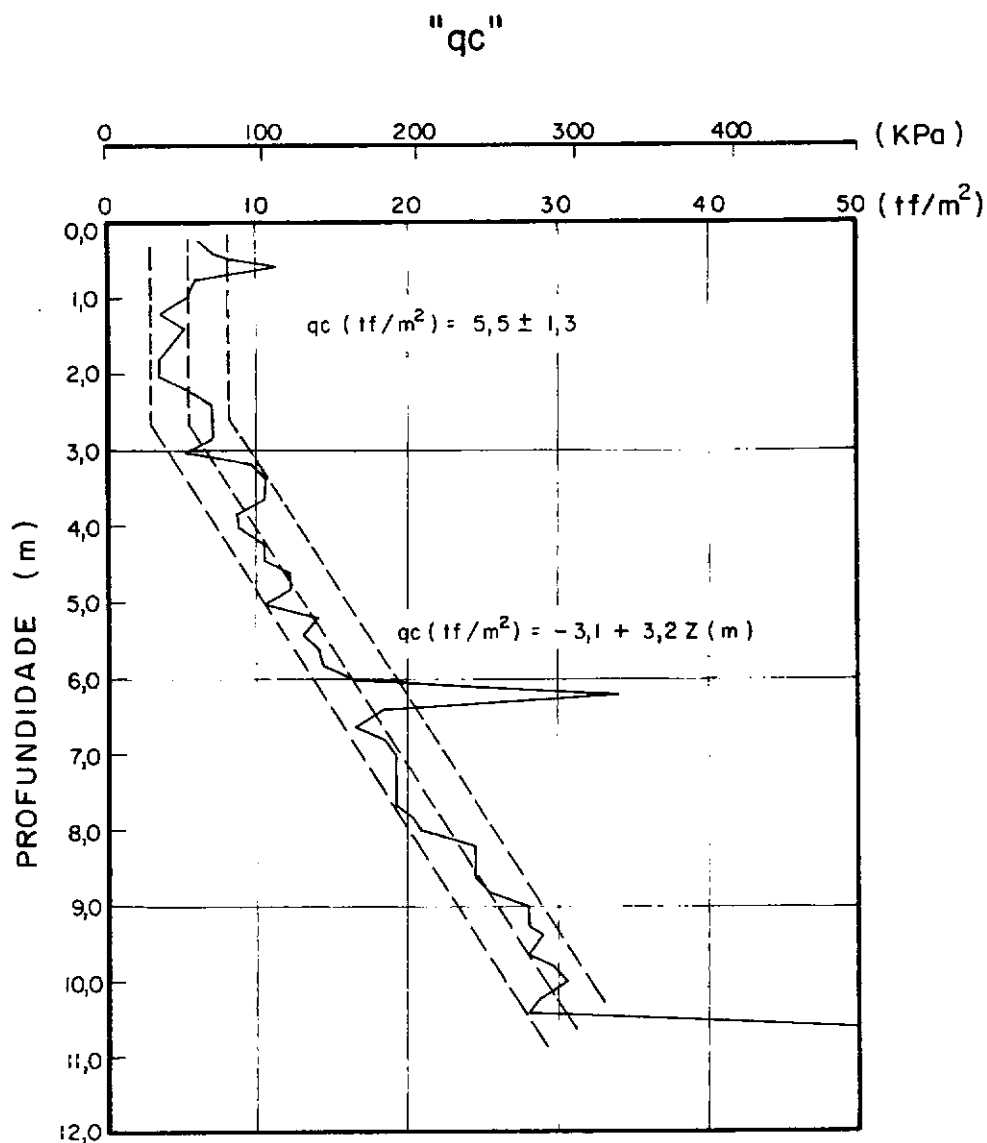
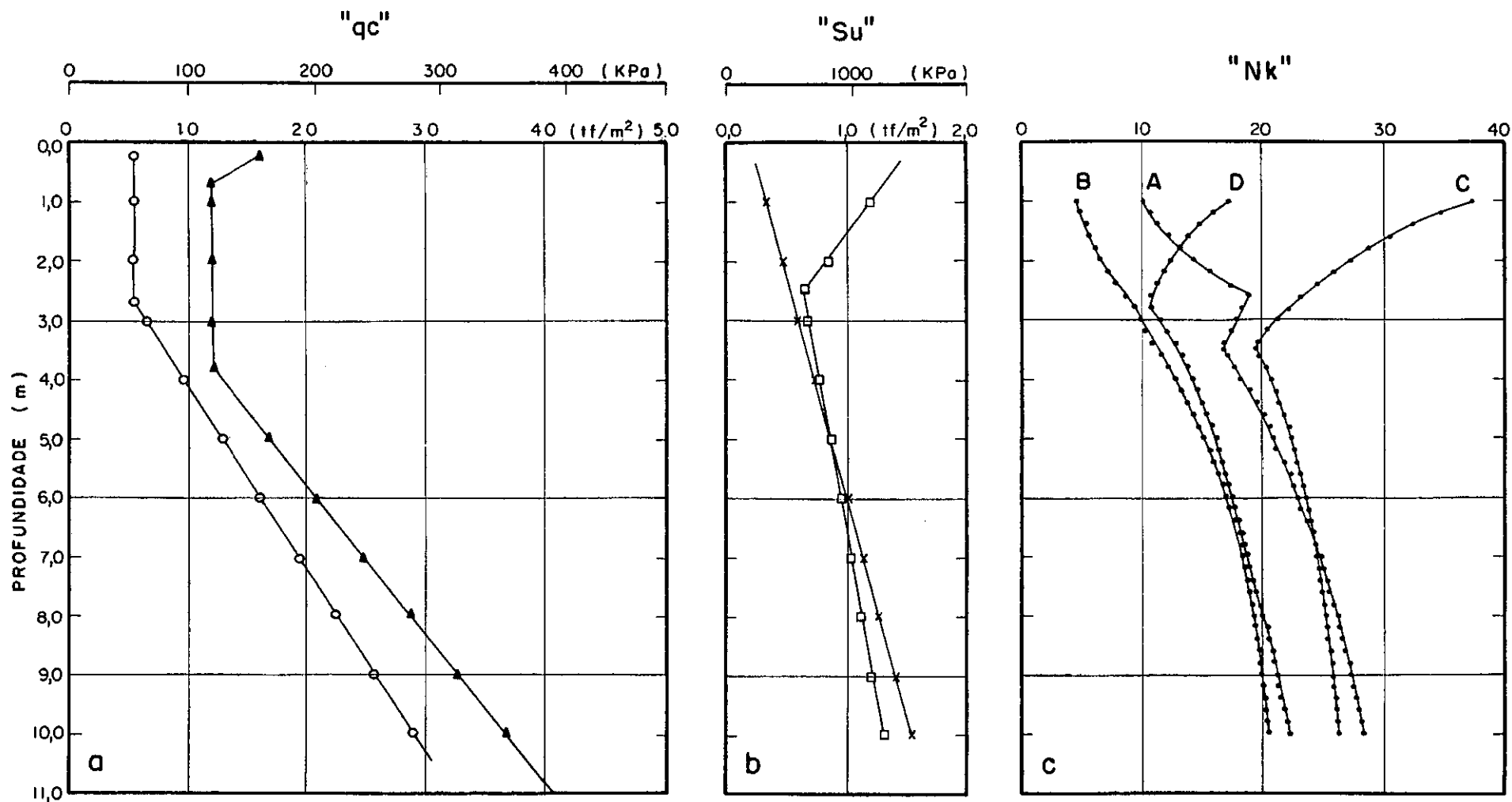


FIG. 7.1 - ENSAIO CONTÍNUO DE PENETRAÇÃO DE CONE - CONE TIPO FUGRO.

( FONTE: GUIMARÃES E ROCHA F<sup>o</sup>, 1981)



CONVENÇÃO	PARÂMETRO	OBTENÇÃO	FONTE
Δ—Δ	$q_c$ ( $tf/m^2$ )	ENSAIO DE CONE	PRES. TRABALHO
○—○	$q_c$ ( $tf/m^2$ )	ENSAIO DE CONE	GUIMARÃES E ROCHA FILHO (1981)
□—□	$S_u$ ( $tf/m^2$ )	PALHETA CAMPO	COLLET (1978)
x—x	$S_u$ ( $tf/m^2$ )	CTU - C	RAMALHO ORTIGÃO (1980)

- A - " $q_c$ " PRESENTE TRABALHO E " $S_u$ " - COLLET (1978)  
 B - " $q_c$ " GUIMARÃES E ROCHA FILHO (1981) E " $S_u$ " - COLLET (1978)  
 C - " $q_c$ " PRESENTE TRABALHO E " $S_u$ " - R. ORTIGÃO (1980)  
 D - " $q_c$ " GUIMARÃES E ROCHA FILHO, 1981 E " $S_u$ " - R. ORTIGÃO (1980)

FIG. 7.2 - FATORES DE CONE.

### CONCLUSÃO

De modo geral, esta discussão final pode ser dividida em duas partes bem definidas, uma levando em consideração a ponteira propriamente dita e a segunda tratando dos resultados de sua aplicação em campo.

Como foi visto anteriormente, a ponteira cônica projetada e construída para esta pesquisa, satisfaz razoavelmente bem aos requisitos de sensibilidade e operacionalidade exigidos pelo trabalho em questão apesar de constituir-se no primeiro protótipo de um projeto totalmente original. Por causa disso, entretanto a mesma apresentou alguns inconvenientes, constatados durante as fases de calibração e experimental de campo.

Para que o desempenho deste instrumento fosse melhorado, alguns aperfeiçoamentos poderiam ser feitos sendo os seguintes os principais pontos a serem revistos:

a) Sistema de Transmissão de Pressão do Solo para o Transdutor

Este sistema que compreende o êmbolo solidário à ponta cônica, a membrana que o separa da câmara e o líquido no interior desta e que demonstrou durante o processo de obtenção da curva de calibração um comportamento diferente diante de diferentes níveis de carregamento além de uma indesejável dispersão de resultados, poderia ser redesenhado afim de que este comportamento pudesse ser melhorado, eliminando-se as distorções verificadas.

### b) Efeito da Variação de Temperatura

Calibrações em laboratório mostraram que para uma variação de  $1^{\circ}\text{C}$  de temperatura poderia haver uma correspondente variação de pressão no interior da câmara de, aproximadamente,  $2,20 \text{ kgf/cm}^2/^{\circ}\text{C}$  ( $220 \text{ k Pa}$ ), correspondendo a  $0,72 \text{ kgf/cm}^2$  ( $70 \text{ k Pa}$ ), em termos de capacidade de carga na ponteira, sendo este valor apreciável diante da resistência do solo em estudo e da variação de temperatura esperada durante o ensaio.

Várias providências poderiam ser tomadas no sentido de contornar este problema, como por exemplo: substituição da água por um outro líquido (mercúrio), com coeficiente de dilatação térmica mais parecido com o do material de que é feita a ponteira (aço), ou então substituindo-se a água por um óleo leve qualquer e introduzindo-se um sensor de temperatura (diodo de silício) na câmara de líquido confinado o que permitiria que se monitorasse a temperatura da câmara e se calibrasse a ponteira em relação a sua variação.

### c) Sistema de Cravação e Leitura

O sistema manual de introdução de hastes poderia ser substituído por um equipamento motorizado com o qual a velocidade de cravação pudesse ser controlada. Isto permitiria que se pesquisasse a influência da velocidade de cravação na resistência à penetração do cone. As leituras poderiam também ser registradas por um equipamento de registro automático que forneceria um gráfico contínuo de leitura Vs. profundidade.

Por outro lado, da análise dos ensaios de campo executados, podem ser resumidas as seguintes observações:

a) A constatação e avaliação da variação de temperatura ao longo do perfil sondado;

b) Confirmação da existência de uma crosta superficial na camada de argila onde as resistências à penetração parecem ser maiores;

c) Constatação de que a partir de aproximadamente 1,0 m de profundidade a capacidade de carga assume um valor constante, girando em torno de  $1,2 \text{ kgf/cm}^2$  (118,0 k Pa), mantendo-se assim até 3,5 m quando então passa a crescer de forma aproximadamente linear;

d) Constatação da existência de uma zona de características atípicas, em torno dos 6,5 m de profundidade, onde foi registrado um acréscimo brusco de resistência;

e) Constatação de uma sensível modificação do perfil de resistências à penetração na região em que a camada de argila se encontrava sobrecarregada (Aterro Experimental I - levado a ruptura) sugerindo que a modificação da estrutura do solo, causada pela sobrecarga, teria importância capital na capacidade de carga dos solos.

A relativamente pequena dispersão dos resultados de campo parece indicar um comportamento razoável da nova ponteira (quanto à sua repetitividade), permitindo dizer que foram aceitáveis os procedimentos de calibração, ensaios de campo e cálculo dos ensaios adotados e que aparentemente os mesmos não acrescentaram erros e incertezas maiores que aqueles normalmente atribuídos às condições de ensaios de campo.

As comparações feitas entre os resultados obtidos com o cone presentemente descrito e aqueles obtidos por Guimarães e Rocha Fº (1981), com um cone elétrico tipo "Fugro", sugerem também que o funcionamento deste cone apresentado é aceitável pois,



apesar de não coincidirem quanto ao valor das resistências obtidas, nota-se que ambos os perfis parecem seguir as mesmas leis.

Este trabalho constituíu a primeira experiência feita com ensaios contínuos de penetração de cone na argila cinza mole da região do Rio Sarapuí não devendo portanto seus resultados serem considerados como definitivos, no que concerne aos parâmetros geotécnicos obtidos e sim, conforme proposto inicialmente, como uma contribuição ao estudo daquele solo.

A sequência natural desta pesquisa deveria ser o aperfeiçoamento da ponteira utilizada, se possível sob supervisão de especialistas em projetos de equipamentos mecânicos e eletrônicos para que ficasse garantida seu bom desempenho e então, em uma fase posterior deveriam ser efetuados novos ensaios em campo com apoio de ensaios de palheta de campo e ensaios não-drenados de laboratório para que se obtivessem correlações realistas entre seus resultados. Estes ensaios de campo poderiam, como já foi dito, ser executados com um equipamento motorizado de cravação e registrados contínua e automaticamente. Este plano de pesquisas deveria incluir estudos da influência da variação da velocidade de cravação e do ângulo de ataque da ponteira, nos resultados de resistência à penetração.

A ponteira, além disso, poderia ser dotada de um dispositivo que permitisse a leitura do atrito lateral, acrescentando mais um importante dado às informações coligidas.

Em conclusão pode-se afirmar, em vista dos resultados obtidos neste trabalho que a aplicação de ensaio contínuo de penetração de cone em solos essencialmente coesivos e saturados é viável e promete fornecer resultados bastante interessantes desde que se utilizem ponteiros com sensibilidade coerente com suas baixas capacidades de carga.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BACHELIER, M.; PAREZ, L. (1965) - "Contribution to the Study of Soil Compressibility by Means of a Cone Penetrometer". Proc. 6<sup>th</sup> Intern. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Montreal, 1965, Vol. 2, pp 3-7.
- BARATA, F.E.; CORTES, H.M.; BATISTA DOS SANTOS, L.A.C. (1970) - "Aplicações do Cone Holandês ao Projeto de Fundações Diretas". Proc. 4<sup>o</sup> Congr. Bras. Mec. Solos e Eng. Fund., Rio de Janeiro, 1970, Vol. 1(2), pp 1-41.
- \*BEGEMANN, H.K.S. (1953) - "Improved Method of Determining Resistance to Adhesion by Sounding Through a Loose Sleeve Placed Behind the Cone". Proc. 3<sup>rd</sup> Intern. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Zurich, Vol. 1, Sec. 1/3, pp 213-117.
- (1965) - "The Friction Jacket Cone as an Aid in Determining the Soil Profile". Proc. 6<sup>th</sup> Intern. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Vol. 1, 1965, pp 17-20.
- \*———— (1969) - "The Dutch Static Penetration Test with the Adhesion Jacket Cone". L.G.M. Mededelingen Publications Delf Laboratory for Soil Mechanics, Vol. 12, n<sup>o</sup> 4, apr..1969.
- (1974) - "General Report". Proc. Europ. Symp. Penet. Test., Stockholm, 1974, Vol. 1, pp 34-39.
- \*BEMBEN, S.M.; MYERS, D.A. (1974) - "The Influence of Rate of Penetration on Static Cone Resistance Values in Connecticut River Valley Varved Clay". Proc. Europ. Symp. Penet. Test., 1974, Vol. II-2, pp 69-87.
- \*BERENTSEN, P. (1936) - "Short Description of a Field-testing Method with Coneshaped Sounding Apparatus". Proc. 1<sup>st</sup> Conf. Soil Mech. Found. Eng., Cambridge, Mass., Vol. 1, B.3, pp 7-10.
- \*BEREZANTZEV, V.G. (1965) - "Design of Deep Foundations". Proc. 6<sup>th</sup> Intern. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Montreal, Vol. 412, pp 234-237.

- BRAND, E.W. (1974) - "Comparison of Hand Cone and Dutch Cone Resistance". Proc. Europ. Symp. Penet. Test., 1974, Vol. 1, pp 117-118.
- \*BRAND, E.W.; MOH, Z.C.; WIROJANAGUD, P. (1974) - "Interpretation of Dutch Cone Tests in Soft Bangkok Clay". Proc. Europ. Symp. Penet. Test., Stockholm, 1974, Vol. II-2, pp 51-58.
- \*BRINCH HANSEN, J. (1961) - "A General Formula for Bearing Capacity". Bulletin n° 11, 1961, Danish Geotech. Inst., Copenhagen, pp 38-46.
- \*———— (1966) - "Note concerning GI Bulletin n° 11". Bulletin n° 21, 1965, Danish Geotech. Inst., Copenhagen, p 13.
- \*———— (1970) - "Revised and Extended Formula for Bearing Capacity". Bulletin n° 28, 1970, Danish Geotech. Inst., Copenhagen, pp 5-11.
- BOWLES, J.E. (1977) - "Foundation Analysis and Design". McGraw-Hill Book Co., New York.
- \*COLLET, H.B. (1978) - "Ensaio de Palheta de Campo em Argilas Moles da Baixada Fluminense". Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ.
- CORPS OF ENGINEERS - US Army (1970) - "Engineering and Design-Calibration of Laboratory Soils Testing Equipment". Department of the Army - Corps of Engineers.
- DAHLBERG, R. (1974) - "Penetrometer, Pressuremeter and Screw Plate Tests in a Preloaded Natural Deposit". Proc. Europ. Symp. Penet. Test., Stockholm, Vol. II-2, pp 69-87.
- DE BEER, E.E. (1948) - "Donees Concernant la Resistance au Cisaillement Deduites des Essais de Penetration en Profondeur". Géotechnique, Vol. I, 1948, pp 22-29.
- \*———— (1963) - "The Scale Effect in the Transposition of the Results of Deep-Sounding Tests on the Ultimate Bearing Capacity of Piles and Caisson Foundations". Géotechnique, Vol. XIII, 1963, pp 39-75.

\*DE BEER, E.E. (1970) - "Experimental Determination of the Shape Factors and the Bearing Capacity Factors of Sand". Géotechnique, Vol. 20, n° 4, pp 387-411.

————— (1972) - "The Use of Static Cone Penetration Tests for the Study of Foundations on Driven and Jacked Piles". Conference at Caracas, 1972.

\*————— (1974a) - "General Discussions". Proc. Europ. Symp. Penet. Test., Stockholm, Vol. II-1, 1974, pp 119-126.

\*————— (1974b) - "Interpretation of Results of Static Penetration Tests". Europ. Symp. Stat. Penet. Tests, Stockholm, 1974, Vol. 1, Group Discussions, pp 62-72.

\*DE RUITER, J. (1971) - "Electric Penetrometer for site Investigation". Journal of the Soil Mech. Found. Eng., Division. Proc. of ASCE, SM2, pp 457-472.

DRAPER, N.R.; SMITH, H. (1966) - "Applied Regression Analysis". John Wiley and Sons, Inc., New York.

\*DRNEVICH, V.P.; GORMAN, C.T.; HOPKINS, T.C. (1974) - "Shear Strength of Cohesive Soils and Friction Sleeve Resistences". Proc. of Europ. Symp. Penet. Test., Stockholm, 1974, Vol. II-2, pp 129-132.

DURGUNUGLU, H.T.; MITCHELL, J.K. (1974) - "Influence of Penetrometer Characteristics on Static Penetration Resistance". Proc. Europ. Symp. Penet. Test., 1974, Vol. II-2, pp 133-139.

\*————— (1972) - "Static Penetration Resistance of Soils". PhD Thesis, University of California, Berkeley.

GARDENMEISTER, R.; TAMMIRINNE, M. (1974) - "Penetration Testing in Finland", State-of-the-art reports. Proc. Europ. Symp. Penet. Test., 1974, Vol. 1, pp 35-41.

\*GRAHAM, J.; STUART, J.G. (1971) - "Scale and Boundary Effect in Foundation Analysis". Journal of the SM and FE, Division. Proc. of ASCE, nov/1971, SM11, pp 1533-1549.

\*GUIMARÃES, I.; ROCHA Fº, P. (1981) - "Comunicação Pessoal".

HEIJNEN, W.J. (1974) - "Penetration Testing in Netherland", State-of-the-art reports. Proc. Europ. Symp. Penet. Test., Stockholm, 1974, Vol. I, pp 79-83.

———— (1973) - "The Dutch Cone Test: Study of the Shape of the Electrical Cone". Proc. 8<sup>th</sup> Intern. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Moscou, sec. 1, pp 181-184.

FELLENIOUS, W.; BLINDBERG, F.; POST, L.; OLSSON, J. (1922) - "State Railways Geotechnical, Committee, 1914-22, Final Report, Stockholm.

JEZEQUEL, J.; PINEL, M.; RAVILLY, G. (1969) - "Pénétrement Électrique à Mesure Continue - Modification de la Pointe Pénétrométrique Gouda". Bulletin Liaison Laboratoire Routiers Ponts et Chaussées, nº 36, jan-fev/1969, pp 17-19.

KOK, L. (1974) - "The Effect of the Penetration Speed and Cone Shape on the Dutch Static Cone Penetration Test Results". Proc. of the Europ. Symp. Penet. Test., 1974, Stockholm, Vol. II-2, pp 215-220.

LADANYI, B. (1963) - "Expansion of a Cavity in a Saturated Clay Medium". Journal of the Soil Mech. Found. Division. Proc. ASCE, july/1963, SM4, pp 127-161.

\*LADANYI, B.; EDEN, W.J. (1969) - "Use of the Deep Penetration Test in Sensitive Clays". Proc. 7<sup>th</sup> Intern. Conf. Soil Mech. Found. Eng., México, pp 225-230.

LUNNE, T.; EIDE, O.; DE RUITER, J. (1976) - "Correlations Between Cone Resistance and Vane Shear Strength in Some Scandinavian Soft to Medium Stiff Clay". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 13, nº 4, nov/1976, pp 430-441.

MARANDA, R.; DION, D.J. (1979) - "Utilisation du Penetromètre Statique dans les Basses Terres du Saint Laurent". Canadian Geotechnical Journal, nº 16, ago/1979, pp 591-604.

- \*MEYERHOF, G.G. (1951) - "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations". Geotéchnique, Vol. II, 1950/51, pp 301-331.
- \*———— (1955) - "Influence of Roughness of Base and Ground Water Conditions on the Ultimate Bearing Capacity of Foundations". Geotéchnique, Vol. 5, sept/1955, pp 227-242.
- \*———— (1963) - "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 1, n° 1, 1963, pp 16-26.
- \*———— (1965) - "Shallow Foundations". Journal of the Soil Mech. Found. Eng., Division - ASCE, march/1965, SM2, pp 21-31.
- MITCHELL, J.K.; DURGUNUGLU, H.T. (1973) - "In-Situ Strength by Static Cone Penetration Test". Proc. 8<sup>th</sup> Intern. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Moscou, 1973, sec. 1/42, pp 279-286.
- MITCHELL, J.K.; HOUSTON, W.N. (1974) - "Penetration Testing on the Moon". Proc. Europ. Symp. Penet. Test., Stockholm, 1974, Vol. II-2, pp 277-284.
- \*MOH, Z.C. (1974) - "General Discussions - Group Discussion 4". Proc. Europ. Symp. Penet. Test., Stockholm, 1974, Vol. 1, pp 137-140.
- (1974) - "Introduction to Group Discussion 4". Proc. Europ. Symp. Penet. Test., 1974, Vol. 1, pp 137-140.
- \*MUROMACHI, T. (1974) - "Experimental Study on Application of Static Cone Penetrometer to Subsurface Investigation of Weak Cohesive Soils". Proc. Europ. Symp. Penet. Test., Stockholm, 1974, Vol. II, pp 285-291.
- MUROMACHI, T.; OGURO, I.; MIYASHITA, T. (1974) - "State-of-the-art reports". Proc. Europ. Symp. Penet. Test., Stockholm, 1974, Vol. 1.
- NEUBERT, H. (1975) - "Instruments Transducers - An Introduction to Their Performance and Design". Clarendon Press, Oxford, 1975.

- \*NOVATZKI, E.A. (1971) - "A Theoretical Assessment of the SPT". Proc. 4<sup>th</sup> Pan-American Conf. Soil Mech. Found. Eng., Porto Rico, Vol.2, pp 45-61.
- \*PALMEIRA, E.M. (1981) - "Utilização de Geotexteis como Reforço de Aterros sobre Solos Moles". Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ.
- \*PLANTEMA, G. (1948) - "Construction and Method of Operating of a New Deep-Sounding Apparatus". Proc. 2<sup>nd</sup> Intern. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Rotterdam, Vol. 1-b6, pp 277-279.
- RAMALHO ORTIGÃO, J.A. (1975) - "Contribuição ao Estudo de Propriedades Geotécnicas de um Depósito de Argila Mole da Baixada Fluminense". Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ.
- \*——— (1980) - "Aterro Experimental levado à Ruptura Sobre Argila Cinza do Rio de Janeiro". Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ.
- \*ROCHA Fº, P. (1979) - "Behavior in Cone Penetration Tests in Saturated Sands". PhD Thesis, University of London, Imperial College of Science and Technology, may/1979.
- \*ROY, M.; MICHAUD, D.; TAVENAS, F.A.; LEROEIL, S.; LA ROCHELLE, P. (1974) - "The Interpretation of the Static Cone Penetration Tests in Sensitive Clays". Procedure of the Europ. Symp. Penet. Test., Stockholm, 1974.
- \*SANGLERAT, G. (1912) - "The Penetrometer and Soil Exploration". Elsevier Publishing Co., Amsterdam.
- SCHMERTMANN, J.M. (1970) - "Static Cone to Compute Static Settlement over Sand". Journal of the Soil Mech. Found. Division, ASCE, may/1970, SM3, pp 1011-1043.
- \*——— (1975) - "The measurement of in-situ Shear Strength". (State-of-the art presentation to session 3). ASCE Speciality Conference on "in-situ" Measurement of Soil Properties -Raleigh, june/1975.
- \*SCHWAB, E.F. (1976) - "Bearing Capacity, Strength and Deformation Behavior of Soft Organic Sulphite Soil". Royal Inst. of Technology, Stockholm, 1976.

- \*SKEMPTON, A.W. (1951) - "The Bearing Capacity of Clays". Proc. British Building Research Congress, Vol. 1, pp 180-189.
- \*SPIEGEL, M.R. (1961) - "Estatística". McGraw-Hill do Brasil Ltda. São Paulo.
- TAYLOR, D.W. (1948) - "Fundamentals of Soil Mechanics". John Wiley and Sons Inc., New York.
- \*TERZAGHI, K. (1943) - "Theoretical Soil Mechanics". John Wiley and Sons Inc., New York.
- TERZAGHI, K.; PECK, R.B. (1948) - "Soil Mechanics in Engineering Practice". John Wiley and Sons Inc., New York.
- THOMAS, D. (1965) - "Static Penetration Tests in London Clay". Géotechnique, Vol. XV, june/1965, nº 2, pp 175-179.
- \*THORNBURN, S.; LAIRD, C.L.; REID, W.M. (1981) - "The Importance of the Stress Histories of Cohesive Soils and the Cone Penetration Test". The Structural Engineer, Vol. 59A, nº 3, mar/1981.
- VELOSO, P.P.C. (1977) - "Fundações: Aspectos Geotécnicos". Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - RJ.
- \*VERMEIDEN, J. (1948) - "Improved Sounding Apparatus, as Developed in Holland Since 1936". Proc. 2<sup>nd</sup> Intern. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Rotterdam, Vol. 1-III.B.7, pp 280-287.
- \*VESIĆ, A.S. (1972) - "Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass". Journal of the Soil Mech. Found. Division, Proc. of ASCE, march/1972, SM3.
- (1963) - "Bearing Capacity of Deep Foundation in Sand". Highway Research Record, 1963, nº 39, pp 112-153.
- WARD, W.H.; MARSLAND, A.; SAMUELS, S.G. (1965) - "Properties of the London Clay at the Ashford Cannon Shaft: In-situ and Undrained Strength Tests". Géotechnique, Vol. XV, nº 4, dec/1965, pp 321-344.



APÊNDICE     A

PLANILHAS DE CÁLCULO DOS  
ENSAIOS DE CAMPO

ENSAIO CONTÍNUO DE  
PENETRAÇÃO DE CONE

DATA:  
27/01/81

TABELA: A.1

TEMP. ÁGUA:

ENSAIO: 1.1

26°

PROGR.: COLI3

PROF.	L	LCorr	Cutil	qc
0,0 1305				
20	1510	246	6,23	1,82
40	1350	127	3,22	1,27
60	1260	78	1,98	1,04
80	1240	99	2,51	1,14
1,0 760	1150	50	1,27	1,27
20	810	58	1,48	0,78
40	836	93	2,35	1,11
60	828	93	2,36	1,11
80	830	104	2,62	1,16
2,0 690	800	82	2,08	1,06
20	772	82	2,08	1,06
40	774	84	2,13	1,04
60	786	96	2,43	1,12
80	785	95	2,41	1,12
3,0 710	796	106	2,69	1,17
20	770	80	2,03	1,05
40	784	94	2,38	1,11
60	796	106	2,69	1,17
80	824	134	3,39	1,30
4,0 780	830	140	3,55	1,33
20	848	158	4,00	1,81
40	870	180	4,56	1,51
60	870	180	4,56	1,51
80	888	198	5,02	1,60
5,0 840	925	235	5,95	1,77
20	956	266	6,74	1,91
40	960	270	6,94	1,93
60	980	290	7,35	2,02
80	908	218	5,52	1,69
6,0 923	993	303	7,68	2,08
20	1010	320	8,11	2,16
40	1014	324	8,21	2,18
60	1097	407	10,31	2,57
80	1095	405	10,26	2,56
7,0 937	1066	376	9,52	2,42
20	1098	408	10,33	2,57
40	1161	471	11,73	2,86
60	1136	446	11,30	2,75
80	1139	449	11,37	2,76
8,0 1002	1170	480	12,16	2,90
20	1186	496	12,56	2,98
40	1192	502	12,72	3,01
60	1210	520	13,17	3,09
80	1228	538	13,63	3,17

PROF.	L	LCorr	Cutil	qc
9,0 1084	1239	549	13,91	3,22
20	1238	948	13,88	3,22
40	1292	602	15,25	3,47
60	1305	615	15,58	3,53
80	1297	607	15,38	3,49
10,0 1141	1316	626	15,86	3,58
20	1350	660	16,72	3,74
40	1400	710	17,98	3,97
60	1370	680	17,22	3,83
80	1495	805	20,39	4,41
11,0 1370	1718	1028	26,04	5,45
20	1550	860	21,78	4,67
40	1600	910	23,05	4,90
60	3278	2588	65,56	14,85
80				
12,0				

OBSERVAÇÕES: Curva de Calibração 5.10

ENSAIO CONTÍNUO DE  
PENETRAÇÃO DE CONE

DATA: 28/01/81

TABELA: A.2

TEMP. ÁGUA:  
27°

ENSAIO: 1.2

PROGR.: COLI3

PROF.	L	LCorr	Cutil	qc
0,0	1630			
	20	1873	297	7,52
	40	1760	238	6,03
	60	1640	172	4,36
	80	1590	176	4,46
1,0	770	1420	60	1,52
	20	830	76	1,94
	40	848	111	2,81
	60	823	102	2,59
	80	817	113	2,85
2,0	673	800	112	2,85
	20	785	112	2,84
	40	794	121	3,07
	60	786	113	2,86
	80	765	92	2,33
3,0	693	813	140	3,55
	20	794	121	3,07
	40	825	152	3,85
	60	830	157	3,98
	80	842	169	4,28
4,0	743	845	172	4,36
	20	853	180	4,56
	40	870	197	4,99
	60	920	247	6,26
	80	904	231	5,85
5,0	810	940	267	6,76
	20	938	265	6,71
	40	910	237	6,00
	60	990	317	8,03
	80	985	312	7,90
6,0	820	956	283	7,17
	20	1020	347	8,79
	40	1093	420	10,64
	60	1110	437	19,07
	80	1110	437	19,07
7,0	953	1155	482	12,21
	20	1090	417	10,56
	40	1124	451	11,42
	60	1100	427	10,82
	80	1164	491	12,44
8,0	970	1156	483	12,23
	20	1170	497	12,59
	40	1204	531	13,45
	60	1185	512	12,97
	80	1209	536	13,58

PROF.	L	LCorr	Cutil	qc
9,0	1040	1275	602	12,25
	20	1220	547	13,86
	40	1330	627	15,88
	60	1226	553	14,01
	80	1326	653	16,54
10,0	1050	1245	572	14,49
	20	1270	597	15,12
	40	1330	657	16,64
	60	1334	661	16,74
	80	1344	671	17,00
11,0	2054	2105	1432	36,27
	20	2930	2257	57,17
	40			
	60			
	80			
12,0				

OBSERVAÇÕES: Não foi feito carregamento "prévio" para quebra de inércia do aparelho. Curva de Calibração 5.10

ENSAIO CONTÍNUO DE  
PENETRAÇÃO DE CONE

DATA: 29/01/81

TABELA: A.3

TEMP. ÁGUA:  
28,5°

ENSAIO: 1.3

PROGR.: COLI3

PROF.	L	LCorr	Cutil	qc
0,0	1960			
	20	2134	229	5,80
	40	2040	190	4,30
	60	1960	164	4,16
	80	1840	99	2,51
1,0	886	1690	4	0,10
	20	890	41	1,03
	40	910	98	2,47
	60	880	104	2,64
	80	890	151	3,83
2,0	672	810	108	2,74
	20	780	108	2,74
	40	785	113	2,86
	60	798	126	3,19
	80	806	134	3,39
3,0	700	800	128	3,24
	20	790	118	2,99
	40	793	121	3,07
	60	813	141	3,57
	80	820	148	3,75
4,0	716	830	158	4,00
	20	840	168	4,26
	40	860	188	4,76
	60	874	202	5,12
	80	881	209	5,29
5,0	788	904	282	5,88
	20	898	226	5,72
	40	930	258	6,54
	60	936	264	6,69
	80	980	308	7,80
6,0	798	945	273	6,92
	20	986	314	7,95
	40	1032	366	9,27
	60	1095	373	9,45
	80	1234	562	14,24
7,0	917	1065	393	9,96
	20	1065	393	9,96
	40	1070	398	10,08
	60	1160	488	12,36
	80	1110	438	11,09
8,0	956	1092	420	10,64
	20	1100	428	10,84
	40	1207	535	13,55
	60	1150	478	12,11
	80	1234	562	14,24

PROF.	L	LCorr	Cutil	qc
9,0	1030	1210	538	13,63
	20	1296	624	15,81
	40	1285	613	15,53
	60	1293	621	15,73
	80	1297	625	15,83
10,0	1117	1324	652	16,52
	20	1340	668	16,92
	40	1248	576	14,59
	60	1312	640	16,21
	80	1664	992	25,13
11,0		5300	4628	117,23
	20			
	40			
	60			
	80			
12,0				

OBSERVAÇÕES: Ensaio sob "atenção" (Vishay levou uma queda). Suspeita de entrada de solo na fresta. Curva de Calibração 5.10

ENSAIO CONTÍNUO DE  
PENETRAÇÃO DE CONE

DATA: 03/02/81

TABELA: A.4

TEMP. ÁGUA:  
27°

ENSAIO: 1.5

PROGR.: COLI3

PROF.	L	LCorr	Cutil	qc
0,0	1840			
	20	1916	140	3,56
	40	1882	171	4,33
	60	1846	199	5,05
	80	1750	168	4,25
1,0	910	1596	78	1,98
	20	988	109	2,75
	40	986	137	3,48
	60	956	138	3,49
	80	908	120	3,05
2,0	694	858	101	2,56
	20	795	101	2,56
	40	800	106	2,69
	60	798	104	2,63
	80	890	96	2,43
3,0	710	814	120	3,04
	20	810	116	2,94
	40	806	112	2,84
	60	785	91	2,31
	80	845	151	3,82
4,0	750	848	154	3,90
	20	855	161	4,08
	40	848	154	3,90
	60	898	204	5,17
	80	896	202	5,12
5,0	802	901	207	5,24
	20	947	253	6,41
	40	953	259	6,56
	60	1003	309	7,83
	80	978	284	7,19
6,0	837	968	274	6,94
	20	1033	339	8,59
	40	1143	449	11,37
	60	1049	355	8,99
	80	1038	344	8,71
7,0	930	1096	402	10,18
	20	1082	388	9,83
	40	1116	422	10,69
	60	1175	481	12,18
	80	1126	462	11,70
8,0	971	1128	434	10,99
	20	1203	509	12,89
	40	1201	507	12,84
	60	1255	561	14,21
	80	1256	562	14,24

PROF.	L	LCorr	Cutil	qc
9,0	1019	1194	500	12,67
	20	1223	529	13,40
	40	1312	618	15,15
	60	1323	629	15,93
	80	1420	726	18,39
10,0	1154	1365	671	17,00
	20	1396	702	17,98
	40	1372	678	17,17
	60	1478	784	19,86
	80	2054	1360	34,45
11,0	1197	1592	898	22,75
	20			
	40			
	60			
	80			
12,0				

OBSERVAÇÕES: Neste ensaio - feita revisão do equipamento. Vedação da fresta reformada. Curva de Calibração 5.10

ENSAIO CONTÍNUO DE  
PENETRAÇÃO DE CONE

DATA: 04/02/81

TABELA: A.5

TEMP. ÁGUA:

ENSAIO: 1.6

27°

PROGR.: COLI3

PROF.	L	LCorr	Cutil	qc
0,0	1860			
	20	1960	135	3,41
	40	1950	159	4,03
	60	1928	192	4,35
	80	1900	198	4,52
1,0	980	1927	40	1,01
	20	1020	71	1,80
	40	1030	112	2,85
	60	994	108	2,73
	80	959	104	2,63
2,0	707	897	73	1,85
	20	780	78	1,98
	40	805	108	2,94
	60	794	102	2,58
	80	790	103	2,61
3,0	690	805	123	3,12
	20	815	123	3,12
	40	808	118	2,99
	60	787	97	2,46
	80	804	114	2,89
4,0	707	827	137	3,47
	20	844	154	3,80
	40	840	150	3,80
	60	847	157	3,98
	80	916	226	5,72
5,0	760	885	195	4,94
	20	970	280	7,09
	40	990	300	7,60
	60	925	235	5,95
	80	928	238	6,03
6,0	808	953	263	6,66
	20	996	306	7,95
	40	1070	380	9,63
	60	1090	400	10,13
	80	1089	398	10,08
7,0	920	1068	378	9,58
	20	1060	370	9,37
	40	1078	388	9,83
	60	1134	444	11,25
	80	1156	466	11,88
8,0	952	1194	484	12,26
	20	1162	472	11,96
	40	1197	507	12,84
	60	1188	498	12,61
	80	1200	510	12,92

PROF.	L	LCorr	Cutil	qc
9,0	1000	1239	549	13,91
	20	1278	588	14,89
	40	1291	601	15,22
	60	1282	592	15,00
	80	1368	678	17,17
10,0	1098	1342	652	16,52
	20	1375	685	17,35
	40	1340	650	16,47
	60	1325	635	16,09
	80	1472	782	19,81
11,0		1302	612	15,50
	20			
	40			
	60			
	80			
12,0				

OBSERVAÇÕES: X trepidação por trator de esteira sobre estrada de acesso. Curva de Calibração 5.10

ENSAIO CONTÍNUO DE  
PENETRAÇÃO DE CONE

DATA: 06/02/81

TABELA: A.6

TEMP. ÁGUA:  
28°

ENSAIO: 1.6

PROGR.: COLI3

PROF.	L	LCorr	Cutil	qc
0,0 1905				
20	2020	149	3,78	1,37
40	1935	99	2,50	1,14
60	1810	68	1,73	0,91
80	1910	143	3,61	1,34
1,0 1040	1775	42	1,06	0,56
20	1082	83	2,09	1,06
40	1080	121	3,07	1,24
60	1064	146	3,69	1,35
80	1015	137	3,48	1,31
2,0 690	967	130	3,29	1,28
20	820	130	3,29	1,28
40	800	110	2,79	1,19
60	808	118	2,99	1,22
80	812	122	3,09	1,24
3,0 707	828	138	3,50	1,32
20	820	130	3,29	1,28
40	825	135	3,42	1,30
60	829	139	3,52	1,32
80	870	180	4,56	1,51
4,0 736	868	178	4,51	1,50
20	842	152	3,85	1,38
40	860	170	4,31	1,47
60	872	182	4,61	1,52
80	878	188	4,76	1,55
5,0 810	946	256	6,48	1,86
20	902	212	5,37	1,66
40	922	232	5,88	1,75
60	958	268	6,99	1,92
80	960	270	6,84	1,93
6,0 956	1024	334	8,46	2,23
20	1011	321	8,13	2,97
40	1074	384	9,73	2,46
60	1067	377	9,55	2,43
80	1045	355	8,99	2,32
7,0 912	1086	396	10,03	2,51
	4350	3660	92,71	21,53
20	1163	473	11,98	2,87
40	1199	509	12,89	3,04
60	1245	555	14,06	3,25
80	1306	616	15,60	3,56
8,0 1088	1268	578	14,64	3,36
20	1270	580	14,69	3,37
40	1313	623	15,78	3,57
60	1214	524	13,27	3,11

PROF.	L	LCorr	Cutil	qc
80	1251	561	14,21	3,28
9,0 1150	1268	578	14,64	3,36
20	1308	618	15,65	3,54
40	1381	691	17,50	3,88
60	1415	725	18,36	4,04
80	1374	684	17,33	3,85
10,0 1204	1406	716	18,14	4,00
20	1410	720	18,24	4,02
40	1435	745	18,87	4,13
60	1328	638	16,16	3,64
80	1420	730	18,49	4,06
11,0	1420	730	18,49	4,06
20				
40				
60				
80				
12,0				

OBSERVAÇÕES: Pico de qc (provavelmente uma pedra pequena). Curva de Calibração 5.10

ENSAIO CONTÍNUO DE  
PENETRAÇÃO DE CONE

DATA: 30/01/81

TABELA: A.7

TEMP. ÁGUA:

ENSAIO: 1.4

PROGR.: COLI3

PROF.	L	LCorr	Cutil	qc
1,0 2060	2100	122	3,09	1,24
20	1930	34	0,86	0,46
40	1907	93	2,36	1,11
60	1812	80	2,03	1,05
80	1674	24	0,61	0,33
2,0 967	991	51	1,30	0,69
20	977	65	1,64	0,87
40	953	68	1,73	0,91
60	918	61	1,54	0,81
80	874	44	1,11	0,59
3,0 726	700	48	1,21	0,64
20	780	12	1,56	0,82
40	778	63	1,61	0,85
60	762	51	1,30	0,69
80	774	67	1,70	0,89
4,0 713	780	67	1,70	0,89
20	776	63	1,60	0,84
40	789	76	1,83	1,01
60	779	66	1,67	0,88
80	724	83	2,10	1,06
5,0 724	786	73	1,85	0,97
20	826	113	2,86	1,20
40	808	96	2,43	1,12
60	828	115	2,91	1,21
80	762	94	2,38	1,11
6,0 762	854	141	3,57	1,33
20	967	254	6,43	1,86
40	957	244	6,18	1,81
60	914	201	5,09	1,61
80	796	223	5,65	1,71
7,0 796	927	214	5,42	1,67
20	3258	2545	64,47	14,58
40	1000	287	7,27	2,01
60	976	263	6,66	1,90
80	873	319	8,08	2,16
8,0 873	1050	237	8,54	2,24
20	1046	333	8,44	2,22
40	1076	363	9,20	2,36
60	1068	355	8,99	2,32
80	974	397	10,06	2,52
9,0 974	1093	380	9,63	2,44
20	1115	402	10,18	2,54
40	1152	439	11,12	2,79
60	1187	474	12,01	2,88
80				

PROF.	L	LCorr	Cutil	qc
10,0 986	1168	455	11,53	2,79
20	1204	491	12,44	2,95
40	1234	521	13,20	3,09
60	1250	537	13,60	3,17
80	1311	598	15,15	3,45
11,0 1087	1254	541	13,70	3,19
20	1324	611	15,18	3,51
40	1470	757	19,18	4,19
60	1316	603	15,27	3,47
80	1998	1285	32,55	6,73
12,0 1880	3150	2437	61,93	13,71
20				
40				
60				
80				
13,0				

OBSERVAÇÕES: Anel de vedação danificado. Entrada de solo na "fresta" de ataque. Curva de Calibração 5.10



ENSAIO CONTÍNUO DE  
PENETRAÇÃO DE CONE

DATA: 07/02/81

TABELA: A.8

TEMP. ÁGUA:  
29°

ENSAIO: 1.8

PROGR.: COLI3

PROF.	L	LCorr	Cutil	qc
1,0 2470				
20	2494	113	2,86	1,20
40	2552	260	6,58	1,88
60	2440	230	5,99	1,77
80	2294	179	4,54	1,51
2,0 1070	2060	34	0,86	0,46
20	1104	67	1,69	0,89
40	1093	88	2,23	1,09
60	1069	97	2,45	1,13
80	1030	90	2,29	1,10
3,0 790	991	84	2,13	1,07
20	874	98	2,47	1,13
40	888	125	3,17	1,26
60	908	159	4,02	1,41
80	872	136	3,46	1,31
4,0 770	840	118	2,99	1,22
20	888	118	2,99	1,22
40	906	136	3,44	1,31
60	935	165	4,18	1,44
80	937	167	4,23	1,45
5,0 827	935	165	4,18	1,44
20	948	178	4,51	1,50
40	961	191	4,84	1,56
60	1041	271	6,86	1,93
80	1035	265	6,71	1,91
6,0 890	1027	257	6,51	1,87
20	997	227	5,75	1,73
40	1060	290	7,35	2,02
60	1088	318	8,06	2,15
80	1098	328	8,31	2,20
7,0 926	1080	310	7,85	2,12
20	1100	330	8,36	2,21
40	1094	324	8,21	2,18
60	1135	365	9,25	2,37
80	1184	414	10,49	2,60
8,0 1056	1196	426	10,79	2,65
	2538	1768	44,78	9,74
20	1197	427	10,82	2,66
40	1132	362	9,17	2,36
60	1201	431	10,92	2,68
80	1171	401	10,16	2,54
9,0 1080	1268	498	12,61	2,99
20	1187	417	10,56	2,61
40	1208	438	11,09	2,71
60	1229	459	11,63	2,81

PROF.	L	LCorr	Cutil	qc
80	1230	460	11,65	2,81
10,0 1060	1249	479	12,13	2,90
20	1335	565	14,31	3,30
40	1371	601	15,22	3,46
60	1337	567	14,36	3,31
80	1287	517	13,10	3,08
11,0 1098	1289	519	13,15	3,08
20	1290	520	13,17	3,09
40	1331	561	14,21	3,28
60	1396	626	15,86	3,58
80	1644	874	22,14	4,73
12,0	1769	999	25,31	2,31
20				
40				
60				
80				
13,0				

OBSERVAÇÕES:

ENSAIO CONTÍNUO DE  
PENETRAÇÃO DE CONE

DATA: 12/02/81

TABELA: A.9

TEMP. ÁGUA:

ENSAIO: A.1

Escala Leit 10mV

PROGR.: MVAU3

PROF.	L	LCorr	Cutil	qc
1,0 2,50				
20	2,73	0,35	7,27	0,73
40	2,55	0,29	6,23	0,62
60	2,47	0,33	7,09	0,71
80	2,43	0,41	7,72	0,77
2,0 1,0	2,80	0,20	4,28	0,43
1,20 20	1,11	0,19	3,98	0,40
40	1,16	0,31	6,70	0,67
60	1,12	0,35	7,26	6,73
80	1,00	0,30	6,53	0,65
3,0 0,33	0,85	0,23	4,93	0,49
0,56 20	0,61	0,26	5,58	0,56
40	0,65	0,28	6,01	0,60
60	0,65	0,26	5,58	0,56
80	0,60	0,19	4,06	0,41
4,0 0,30	0,65	0,22	4,71	0,47
0,52 20	0,59	0,29	6,23	0,62
40	0,60	0,30	6,44	0,64
60	0,64	0,34	7,20	0,72
80	0,70	0,40	7,65	0,76
5,0 0,37	0,69	0,39	7,57	0,76
0,70 20	0,75	0,45	8,02	0,80
40	0,80	0,50	8,40	0,84
60	0,83	0,53	8,62	0,86
80	0,92	0,62	9,30	0,93
6,0 0,60	0,92	0,62	9,30	0,93
1,00 20	1,08	0,78	10,50	1,05
40	1,04	0,74	10,20	1,02
60	1,16	0,86	19,11	1,11
80	1,32	1,02	12,31	1,23
7,0 0,80	1,20	0,90	11,41	1,14
1,25 20	1,27	0,97	11,93	1,19
40	1,40	1,10	12,91	1,29
60	1,30	1,00	12,16	1,22
80	1,40	1,10	12,91	1,29
8,0 1,10	1,48	1,18	13,51	1,35
1,67 20	1,74	1,44	15,47	1,55
40	1,72	1,42	15,32	1,53
60	1,77	1,47	15,69	1,57
80	1,85	1,55	16,29	1,63
9,0 1,40	1,72	1,42	15,32	1,53
1,25 20	2,10	1,80	18,17	1,82
40	2,14	1,84	18,47	1,85
60	2,20	1,90	18,92	1,89
80	2,30	2,00	19,68	1,97

PROF.	L	LCorr	Cutil	qc
10,0 1,35	2,10	1,80	18,17	1,82
1,75 20	2,10	1,80	18,17	1,82
40	2,18	1,88	18,77	1,88
60	2,28	1,98	19,53	1,95
80	2,36	2,06	20,13	2,01
11,0 1,83	2,50	2,20	21,18	2,12
2,50 20	2,47	2,17	20,95	2,10
40	2,41	2,11	20,50	2,05
60	2,50	2,20	21,18	2,12
80	3,05	2,75	25,32	2,53
12,0 3,30	3,00		27,20	2,72
20				
30				
60				
80				
13,0				

OBSERVAÇÕES: Registrador automático. Curva de Calibração 5.12

ENSAIO CONTÍNUO DE  
PENETRAÇÃO DE CONE

DATA: 20/03/81

TABELA: A.10

TEMP. ÁGUA:

ENSAIO: A.2

Escala Leit 20mV

PROGR.: MVAU3

PROF.	L	LCorr	Cutil	qc
1,0 1,80				
1,80 20	2,50	0,66	9,63	0,96
40	2,75	0,88	11,24	1,12
60	2,72	0,81	10,74	1,07
80	2,70	0,76	10,32	1,03
2,0 0,90	2,48	0,50	8,40	0,84
1,40 20	1,53	0,71	9,98	1,00
40	1,50	0,76	10,35	1,04
60	1,58	0,92	11,56	1,16
80	1,48	0,90	11,41	1,14
3,0 0,20	1,40	0,90	11,41	1,14
1,10 20	1,05	0,85	11,03	1,10
40	1,02	0,82	10,80	1,08
60	1,02	0,82	10,80	1,08
80	1,00	0,80	10,65	1,07
4,0 0,30	1,00	0,80	10,65	1,07
0,92 20	1,06	0,86	11,11	1,11
40	1,11	0,92	11,56	1,16
60	1,15	0,95	11,71	1,18
80	1,11	0,91	11,48	1,15
5,0 0,39	1,10	0,90	11,41	1,14
1,00 20	1,19	0,99	12,08	1,21
40	1,02	0,82	10,80	1,08
60	1,45	1,25	14,04	1,40
80	1,62	1,42	15,32	1,53
6,0 0,50	1,33	1,13	13,14	1,31
1,12 20	1,20	1,00	12,16	1,22
40	1,31	1,11	12,98	1,30
60	1,42	1,22	13,81	1,38
80	1,59	1,39	15,09	1,51
7,0 0,60	1,80	1,60	16,67	1,67
1,45 20	1,70	1,50	15,92	1,59
40	1,59	1,39	15,09	1,51
60	1,71	1,51	15,99	1,60
80	1,99	1,79	18,10	1,81
8,0 0,70	1,90	1,70	17,42	1,74
1,50 20	2,00	1,80	18,17	1,82
40	2,05	1,85	18,55	1,85
60	2,30	2,10	20,43	2,04
80	2,31	2,11	20,50	2,05
9,0 1,02	2,28	2,08	20,28	2,03
2,00 20	2,28	2,08	20,28	2,03
40	2,51	2,31	22,01	2,20
60	2,60	2,40	22,68	2,27
80	2,90	2,70	24,94	2,49

PROF.	L	LCorr	Cutil	qc
10,0 2,46	2,77	2,57	23,96	2,40
2,58 20	3,11	2,91	26,52	2,65
40	2,80	2,60	24,19	2,42
60	7,50	7,30	67,19	6,72
80	5,52	5,32	48,58	4,86
11,0 20				
40				
60				
80				
12,0 20				
40				
60				
80				
13,0 20				
40				
60				
80				

OBSERVAÇÕES: Registrador automático. Curva de Calibração 5.12

ENSAIO CONTÍNUO DE  
PENETRAÇÃO DE CONE

DATA: 17/02/81

TABELA: A.11

TEMP. ÁGUA:

ENSAIO: 2.1

PROGR.: COLI3

PROF.	L	LCorr	Cutil	qc
1,0	1350			
	20	1548	215	5,45
	40	1540	224	5,67
	60	1497	198	5,02
	80	1455	193	4,38
2,0	994	1396	131	3,32
	20	1125	133	3,36
	40	1433	142	3,60
	60	1112	123	3,11
	80	1103	115	2,92
3,0	901	1074	88	2,23
	20	989	96	2,43
	40	977	92	2,32
	60	971	93	2,37
	80	968	98	2,49
4,0	800	970	108	2,74
	20	988	108	2,94
	40	994	114	2,89
	60	992	112	2,84
	80	986	106	2,69
5,0	898	1002	122	3,09
	20	1026	146	3,70
	40	1035	155	3,93
	60	1055	175	4,43
	80	6554	5674	143,73
6,0				34,09
	20			
	40			
	60			
	80			
7,0				
	20			
	40			
	60			
	80			
8,0				

PROF.	L	LCorr	Cutil	gc

OBSERVAÇÕES: Curva de Calibração 5,10

ENSAIO CONTÍNUO DE  
PENETRAÇÃO DE CONE

DATA: 17/02/81

TABELA: A.12

TEMP. ÁGUA:

ENSAIO: 2.2

PROGR.: COLI3

PROF.	L	LCorr	Cutil	qc
1,0	1345			
	20	1504	197	4,99
	40	1509	240	6,07
	60	1464	232	5,89
	80	1424	230	5,83
2,0	990	1346	190	4,81
	20	1180	184	4,65
	40	1188	185	4,69
	60	1153	144	3,64
	80	1144	128	3,25
3,0	972	1100	78	1,98
	20	1050	90	2,29
	40	1065	118	2,98
	60	1040	105	2,66
	80	1053	131	3,31
4,0	940	1024	114	2,89
	20	1054	114	2,89
	40	1060	120	3,04
	60	1066	126	3,19
	80	1086	146	3,70
5,0	949	1067	127	3,22
	20	1059	119	3,01
	40	1080	140	3,55
	60	1141	251	6,36
	80	1232	292	7,40
6,0	1012	1139	199	5,04
	20	1189	249	6,31
		1290	350	8,87
	40	1182	242	6,13
	60	1130	190	4,81
	80	1149	209	5,29
7,0	983	1120	180	4,56
	20	1184	244	6,18
	40	1184	244	6,18
	60	1227	287	7,27
	80	1220	280	7,09
8,0	1039	1190	250	6,33
	20	1200	260	6,59
	40	1230	290	7,35
	60	1207	267	6,76
		2560	1620	41,04
	80	3958	3018	76,45
9,0	1194	1307	367	9,30
	20	1360	420	10,64
	40	1388	448	11,35

PROF.	L	LCorr	Cutil	qc
	60	1425	485	12,29
	80	1474	534	13,53
10,0	1167	1454	514	13,02
	20	1522	582	14,74
	40	2580	1640	41,54
	60	4380	3440	87,14
		1960	1020	25,84
	80	1850	910	23,05
11,0	1960	3860	2920	73,97
	20			
	40			
	60			
	80			
12,0	20			
	40			
	60			
	80			
13,0				

OBSERVAÇÕES: Curva de Calibração 5.10

ENSAIO CONTÍNUO DE  
PENETRAÇÃO DE CONE

DATA: 19/03/81

TABELA: A.13

TEMP. ÁGUA:  
26,7°

ENSAIO: 3.1

PROGR.: COLI3

PROF.	L	LCorr	Cutil	qc
1,0 1240				
1260 20	1283	59	1,49	0,79
40	1363	155	3,92	1,39
60	1366	173	4,39	1,48
80	1347	170	4,31	1,47
2,0 1046	1300	139	3,52	1,32
1185 20	1180	135	3,42	1,30
40	1172	128	3,25	1,27
60	1166	124	3,13	1,25
80	1160	119	3,01	1,23
3,0 1010	1150	110	2,79	1,19
1120 20	1122	112	2,84	1,20
40	1125	115	2,91	1,21
60	1129	119	3,01	1,23
80	1117	107	2,71	1,17
4,0 1024	1113	103	2,61	1,16
1093 20	1084	74	1,87	0,99
40	1090	80	2,03	1,05
60	1093	83	2,10	1,06
80	1115	105	2,66	1,16
5,0 1010	1083	73	1,85	0,97
1075 20	1093	83	2,10	1,06
40	1090	80	2,03	1,05
60	1175	165	4,18	1,44
80	1139	129	3,27	1,28
6,0 1043	1169	159	4,03	1,41
1192 20	1136	126	3,19	1,26
40	1128	118	2,99	1,22
60	1122	112	2,84	1,20
80	1124	114	2,89	1,21
7,0 1140	1140	130	3,29	1,28
1340 20	1150	140	3,55	1,33
40	1154	144	3,65	1,35
60	1157	147	3,72	1,36
80	1158	148	3,75	1,36
8,0 1058	1184	174	4,41	1,48
20	1200	190	4,81	1,56
40	1210	200	5,07	1,61
60	1220	210	5,32	1,65
80	1219	209	5,29	1,65
9,0 1097	1244	234	5,93	1,76
1254 20	1270	260	6,59	1,88
40	1330	320	8,11	2,16
60	1334	324	8,21	2,18
80	1368	358	9,07	2,34

PROF.	L	LCorr	Cutil	qc
10,0 1070	1328	318	8,06	2,15
1510 20	1370	360	9,12	2,35
40	1350	340	8,61	2,25
60	3580	2570	65,10	14,74
80				
11,0 20				
40				
60				
80				
12,0 20				
40				
60				
80				
13,0				

OBSERVAÇÕES: Ensaio com modificação no método de cravação (estabilização da leitura durante manobras). Curva de Calibração 5.10

ENSAIO CONTÍNUO DE  
PENETRAÇÃO DE CONE

DATA: 26/03/81

TABELA: A.14

TEMP. ÁGUA:

ENSAIO: 3.2

27°

PROGR.: COLI3

PROF.	L	LCorr	Cutil	qc
1,0 1204				
20	1204	10	0,24	0,13
40	1304	119	3,02	1,23
60	1350	175	4,43	1,49
80	1348	182	4,62	1,52
2,0 1084	1260	104	2,63	,16
1188 20	1176	94	2,37	1,11
40	1180	99	2,51	1,14
60	1176	97	2,45	1,13
80	1164	86	2,19	1,08
3,0 1034	1142	66	1,67	0,88
1100 20	1110	73	1,84	0,97
40	1108	68	1,71	0,90
60	1103	59	1,50	0,79
80	1120	73	1,85	0,98
4,0 1022	1100	50	1,27	0,67
1012 20	1074	52	1,31	0,69
40	1087	65	1,64	0,86
60	1084	61	1,56	0,82
80	1117	94	2,39	1,11
5,0 1006	1090	67	1,70	0,89
1086 20	1073	67	1,70	0,89
40	1070	64	1,62	0,85
60	1106	100	2,53	1,14
80	1092	86	2,18	1,08
6,0 1010	1097	91	2,31	1,10
1100 20	1106	100	2,53	1,14
40	1122	116	2,94	1,22
60	1132	126	3,19	1,26
80	1136	1,30	3,29	1,28
7,0 1050	1130	124	3,14	1,25
1123 20	1140	134	3,39	1,30
40	1156	150	3,80	1,37
60	1152	146	3,70	1,35
80	1165	159	4,93	1,41
8,0	1174	168	4,26	1,46
20	1177	171	4,33	1,47
40	1176	170	4,31	1,47
60	1193	187	4,74	1,54
80	1223	217	5,50	1,68
9,0	1200	194	4,91	1,58
1186 20	1219	213	5,40	1,67
40	1231	225	5,70	1,72
60	1245	239	6,05	1,79
80	1238	232	5,88	1,75

PROF.	L	LCorr	Cutil	qc
10,0	1343	337	8,54	2,24
1284 20	1280	273	6,94	1,95
40	1400	393	9,98	2,50
60	1318	312	7,90	2,12
80	2968	1962	99,70	10,95
11,0				
20				
40				
60				
80				
12,0				
20				
40				
60				
80				
13,0				

OBSERVAÇÕES: Modificado método de ensaio (cravação e estabilização de leitura durante a manobra). Curva de Calibração 5.10

ENSAIO CONTÍNUO DE  
PENETRAÇÃO DE CONE

DATA: 30/03/81

TABELA: A.15

TEMP. ÁGUA:

ENSAIO: 3.3

PROGR.: COLI3

PROF.	L	LCorr	Cutil	qc
1,0 1177				
20	1177	12	0,30	0,17
40	1316	163	4,13	1,43
60	1336	195	4,94	1,58
80	1325	196	4,96	1,59
2,0 1010	1302	185	4,69	1,54
1195 20	1190	184	4,65	1,53
40	1191	188	4,77	1,55
60	1194	195	4,93	1,58
80	1180	184	4,67	1,53
3,0 960	1149	157	3,98	1,41
1117 20	1125	165	4,18	1,44
40	1142	182	4,61	1,52
60	1146	186	4,71	1,54
80	1184	224	5,67	1,72
4,0 1015	1138	178	4,51	1,50
1119 20	1133	173	4,38	1,48
40	1157	197	4,99	1,59
60	1140	180	4,56	1,51
80	1176	216	5,47	1,68
5,0 980	1156	196	4,96	1,59
1127 20	1155	195	4,84	1,58
40	1138	178	4,51	1,50
60	1205	245	6,21	1,81
80	1159	199	5,04	1,61
6,0 1028	1171	211	5,34	1,66
1140 20	1184	224	5,67	1,72
40	1179	219	5,55	1,69
60	1187	227	5,75	1,73
80	1163	203	5,14	1,62
7,0 1030	1190	230	5,83	1,74
1190 20	1208	248	6,28	1,83
40	1205	245	6,21	1,81
60	1211	251	6,36	1,84
80	1204	244	6,18	1,81
8,0 1041	1201	241	6,10	1,80
1170 20	1237	277	7,02	1,96
40	1258	298	7,55	2,06
60	1246	286	7,24	2,00
80	1265	305	7,73	2,09
9,0 1061	1227	267	6,76	1,92
1216 20	1238	278	7,04	1,97
40	1264	304	7,70	2,09
60	1290	330	8,36	2,21
80	1250	290	7,35	2,02

PROF.	L	L	LCorr	Cutil	qc
10,0	1086	1293	333	8,44	2,22
1290	20	1330	370	9,37	2,39
	40	1334	374	9,47	2,41
	60	2430	1480	37,24	7,88
	80	1458	498	12,61	2,99
11,0	1045	1450	490	12,41	2,95
1270	20	3190	2230	56,49	12,62
	40				
	60				
	80				
12,0					
	20				
	40				
	60				
	80				
13,0					

OBSERVAÇÕES: Leituras estabilizadas, obtidas após ciclos de 10 subidas e descidas consecutivas, após o que era feita a manobra (2 min) tomando-se para E o valor remanescente. Curva de Calibração 5.10